

SIMON AROCHA R.

CLOACAS y DRENAJES



Ediciones Vega

SIMON AROCHA R.

CLOSOS Y DRENAJES

Edición de 1974



Ediciones Vega s.r.l.

PRIMERA EDICION 1983

Derechos reservados conforme a la ley
© Simón Arocha Ravelo

Ningún fragmento de este libro
podrá ser reproducido en forma
alguna sin previo permiso por
escrito de Ediciones Vega, s.r.l.

Este libro ha sido realizado
bajo la dirección técnica
del Departamento de Producción
de Ediciones Vega, s.r.l.

Diseño gráfico: Iznaga & Asdos.
Dibujos: José A. Fernández

Fotocomposición Grafilia, S. L.
Pajaritos, 19
Madrid-7, España

Venezuela. Depósito legal: If. 83-2907

I.S.B.N. 84-499-6547-0

Depósito legal: M-29110-1983

Imprime: MELSA, Pinto (Madrid)

Impreso en España — Printed in Spain

Ediciones Vega, s.r.l.
Apartado de Correos 51.662
Caracas, 1010-A, Venezuela

Prólogo

En un enfoque integral para la solución de los problemas de salud pública que confrontan las comunidades, toma peso preponderante la atención de los sistemas de recolección y disposición de las aguas servidas, procurando aislarlas del contacto humano y disminuyendo los riesgos a daños y enfermedades.

Un enfoque de esta naturaleza conduce a proveer a las comunidades de sistemas cloacales para la conducción de las aguas, de origen doméstico, comercial e industrial que en ellas se producen, procurando diseños adecuados a cada caso particular en consideración de las características propias de las localidades, tanto de orden técnico, como geográficas y socio-culturales.

Convencido de la importancia que los sistemas cloacales representan para el bienestar y salud de las comunidades, he querido en esta obra recopilar mucha de la experiencia de nuestros ingenieros y aunar a ella mi modesta contribución para orientar en el diseño de los sistemas cloacales, utilizando criterios y discerniendo sobre normas, cuya aplicación en nuestro medio ha sido en su mayor parte de gran utilidad para mejorar, a base de esa experiencia, la calidad de los proyectos y obras.

La determinación de las cargas para el diseño, ajustadas a valores cónsonos con las características de la región, y la inclusión de factores que en la realidad tienden a determinar la magnitud de los caudales, aunados a otras consideraciones de diseño para procurar el funcionamiento satisfactorio de la red cloacal, son aspectos que tienden a optimizar tanto técnica como económicamente las obras de recolección de aguas servidas.

Esta obra, concebida tanto para la enseñanza de la asignatura en instituciones de nivel superior, como para el auxilio de los ingenieros proyectistas en el diseño de los sistemas cloacales y de drenaje de zonas urbanas, analiza los criterios fundamentales, a fin de evitar que la interpretación equivocada de una norma y su irrestricta aplicación, pueda conducir a contradicciones con el criterio que en ella se fundamenta.

Los criterios han sido complementados con un extenso número de ábacos y tablas de gran utilidad para el diseño y la revisión de los proyectos; en este sentido, se presentan ejemplos de aplicación práctica a situaciones determinadas.

Ciertas consideraciones de experiencias para el trazado de la red de colectores que presentan diversas alternativas de diseño, persiguen dar una orientación acerca de algunas de las variables que deben tomarse en cuenta, para el esbozo de la red de cloacas y drenajes.

Algunos dibujos y fotografías de diversas estructuras, así como ábacos, han sido cedidos por cortesía de los organismos mayormente involucrados en la normalización, diseño y construcción de obras de esta naturaleza, como son la Dirección de Malariología y Saneamiento Ambiental del M.S.A.S. y el Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS), han venido a contribuir a la mejor utilización y comprensión de esta obra, por parte de los profesionales con responsabilidades en esta área de la Ingeniería.

También se trata con suficiente nivel técnico, un aspecto de mucha significación, el cual es con frecuencia subestimado en el diseño de obras de urbanismo, y es el relativo a la recolección y disposición de las aguas de lluvia, cuyos efectos económicos pueden llegar a ser de considerable magnitud. En este sentido se hace especial análisis de las características predominantes y método de diseño de las estructuras que constituyen una red de drenaje, de un parcelamiento, o desarrollo urbanístico.

Especial consideración se ha dado a los sistemas de bombeo y las estaciones correspondientes, para aquellas condiciones donde ello pueda requerirse.

SIMÓN AROCHA RAVELO

Caracas, Abril de 1983



INDICE

CAPITULO I

COMPONENTES DE LOS SISTEMAS CLOACALES

Consideraciones generales	1
Elección del tipo de sistema.....	2
Sistema unitario.....	2
Sistema separado.....	2
Características de las aguas negras.....	4
Componentes del sistema	5
Tanquilla de empotramiento.....	6
Bocas de visita	7
Tramos	8
Red de colectores	8
Notación.....	9

CAPITULO II

DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

Gasto o caudal de diseño.....	10
Aguas provenientes del acueducto.....	11
Aguas de infiltración	15
Aguas de empotramiento clandestino. Curvas pluviográficas.....	16
Periodos de diseño.....	39

CAPITULO III

CONFIGURACION DE REDES

Esbozo o trazado de red de cloacas.....	41
Nomenclatura.....	41
Trazado de colectores	41
Areas tributarias	42
Ejemplos	

CAPITULO IV

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL SISTEMA

Características de flujo.....	52
Tipo de régimen hidráulico	52
Fórmulas usadas	52
Velocidad de flujo.....	53
Velocidad de arrastre.....	54
Pendiente hidráulica.....	56
Tirante de agua.....	56
Elementos hidráulicos.....	57
Relación de áreas	59
Relación de velocidades.....	60
Relación de caudales	60
Pendiente para el arrastre.....	65

CAPITULO V

DIAMETROS Y CLASES DE TUBERIAS

Selección de diámetros.....	68
Conductos como canales abiertos.....	68
Conductos a presión	68
Expresiones para el cálculo	68
Tablas para la revisión	69
Abacos de Manning.....	89
Fórmulas modificadas.....	95
Colectores cloacales a presión.....	97
Clases de tuberías.....	99
Presentación de los cálculos.....	100
Ejemplos	101

CAPITULO VI

CARGAS SOBRE COLECTORES

Ubicación y profundidad de los colectores.....	106
Intersección de colectores.....	108
Transiciones, escalones.....	109
Cargas sobre colectores.....	116
Teoría de Marston.....	116
Efectos de carga por colocación.....	118
Colocación en zanja.....	118
Colocación en terraplén.....	119
Tipos de apoyo.....	120
Cargas móviles.....	122
Cargas distribuidas.....	122
Abacos.....	124
Ejemplos.....	149

CAPITULO VII

ESTACIONES DE BOMBEO Y LINEAS DE CONDUCCION

Estación de bombeo de aguas negras.....	155
Dispositivos y accesorios.....	155
Equipos, Bombas y motores.....	156
Pozo recolector, Capacidad.....	158
Selección del equipo de bombeo.....	162
Curvas del sistema.....	162
Edificación.....	166
Líneas de bombeo de aguas negras.....	167
Ejemplos.....	169

CAPITULO VIII

ESTRUCTURAS ESPECIALES

Sifones invertidos.....	175
Cajones de paso o embaulados.....	179

Aliviaderos.....	186
Aliviaderos laterales.....	188
Aliviaderos de salto.....	191
Curvas en colectores.....	195
Bocas de visita.....	196

CAPITULO IX

SISTEMAS DE RECOLECCION DE AGUAS DE LLUVIA

Características de la zona.....	204
Coeficientes de escorrentía.....	204
Curvas de pavimento.....	206
Intensidad-duración de lluvias.....	207
Tiempo de concentración.....	207
Estimación del caudal.....	209
Método racional.....	209
Estructuras de captación.....	210
Dimensiones y tipos de sumideros.....	214
Conducción de las aguas de lluvia.....	226
Ejemplos.....	

CAPITULO X

PRESENTACION DE PROYECTOS

Método ordenado de diseño.....	239
— Aguas servidas.....	239
— Aguas de lluvia.....	240
Cómputo métrico.....	240
Ejemplos.....	

BIBLIOGRAFIA.....	253
-------------------	-----

CAPITULO I

Componentes de los sistemas cloacales

Consideraciones generales.

Elección del sistema. Sistema unitario. Sistema separado.

Características de las aguas negras.

Componentes del sistema.

El desarrollo de zonas urbanas implica la dotación de servicios, cónsonos con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea en forma planificada o espontánea y que en todo proyecto debemos anticipar en un plazo predefinido. Esto supone vialidad, servicios sociales, acueducto, cloacas, drenajes, electrificación, redes telefónicas, etc. Algunos de estos servicios están interrelacionados de tal manera que su existencia es consecuencia o está limitada a la presencia y/o desarrollo de otro. Esta relación es muy íntima entre las cloacas y el acueducto, de forma tal que si bien es absurdo pensar en un sistema de recolección de aguas servidas sin haber dotado a la región de un abastecimiento de agua, también la construcción del acueducto impone la necesidad de recoger y dar salida a las aguas servidas, si es que pretendemos a través de estos servicios mejorar las condiciones de salubridad de la población.

La recolección de esas aguas se hace en el interior de las edificaciones a través de las piezas sanitarias y cañerías internas de la construcción. Estas constituyen las instalaciones de la edificación, y su diseño atiende a consideraciones de orden práctico que por razones económicas se basa en las probabilidades de simultaneidad del uso del conjunto de piezas sanitarias.

Estas aguas usadas y recolectadas deben ser enviadas a un sitio de disposición final donde no tengan efectos ofensivos ni dañinos a la comunidad.

Hasta el presente, el método sanitariamente más aconsejable es mediante la construcción de tuberías subterráneas que denominamos CLOACAS y que conducen dichas aguas a puntos distantes para su tratamiento y/o disposición final.

Estos colectores cloacales reciben aportes de aguas servidas de todo tipo, procedentes tanto de uso doméstico como industrial, comercial e institu-

cional, lo cual hace que en su cuantificación intervengan algunas consideraciones similares a las que determinan los consumos de agua, en los sistemas de abastecimiento.

Adicionalmente a la atención a dar a estas aguas usadas, las zonas urbanizadas modifican la topografía y alteran la permeabilidad del suelo, de forma que es necesario canalizar y conducir las aguas de lluvias, a fin de evitar daños a las edificaciones propias y vecinas. Estas aguas de lluvia conjuntamente con las que son recogidas en los techos de las viviendas y demás construcciones deben también ser conducidas a cauces naturales o cursos de agua sin perjuicio del resto de la región.

La recolección de las aguas pluviales puede hacerse en forma separada de las aguas servidas o combinada con ellas, siendo determinante consideraciones de tipo económico para la elección del método más aconsejable. Ello es, por tanto, un punto de interés que es preciso considerar como criterio básico para el diseño.

El término aguas negras se refiere a aquellas aguas que contienen excretas o han sido contaminadas por ellas y el de aguas servidas generalmente se emplea para definir aquellas aguas que han sido usadas para fines domésticos como lavado de ropa, fregado, higiene personal. Sin embargo, todas estas aguas recolectadas en las viviendas o edificaciones y conducidas hacia el exterior de las mismas reciben la denominación de aguas negras, toda vez que ellas han sido contaminadas por excretas.

Por otra parte, las provenientes de las lluvias que son también recolectadas en cada edificación pueden ser conducidas conjunta o separadamente de las aguas negras, dando así origen a un sistema de recolección unitario o combinado, o, por el contrario, a un sistema de recolección separado.

ELECCION DEL TIPO DE SISTEMA

Principalmente existen dos tipos de sistemas de recolección de esas aguas negras o servidas y las aguas de lluvia.

Sistema unitario

Cuando en una zona urbanizada se recogen conjuntamente las aguas negras y las aguas de lluvia, se diseñan y construyen colectores que denominamos sistema unitario, mixto o combinado, el cual debe ser capaz de recibir los aportes de aguas de lluvia y aguas negras, descargadas directamente desde las edificaciones más retiradas o comienzo de red, hasta el último punto de recolección. Las condiciones para su diseño atienden a aspectos particulares, tanto por características propias de las aguas que conducen como por su gran variabilidad en los caudales.

El esquema de la figura I-1 muestra lo que pudiera ser un trazado en una red de alcantarillado para un sistema unitario.

Esto supone una red de colectores, capaces de recibir de los empotramientos de las edificaciones, tanto las aguas negras como las aguas de lluvia, y que contemple además la incorporación de las aguas de lluvia que escurren superficialmente por calles, aceras y áreas públicas, a través de obras de captación (sumideros) ubicados convenientemente.

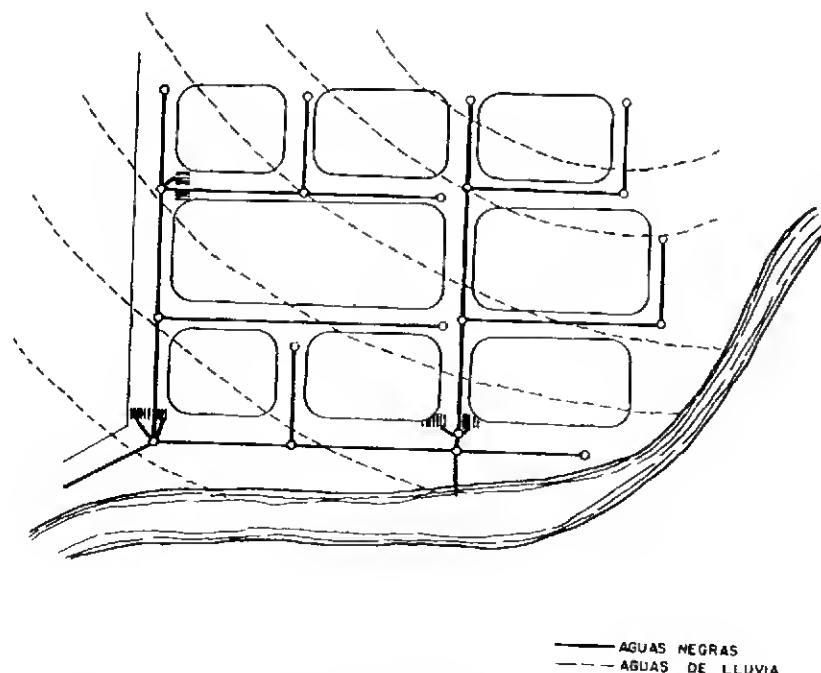


Fig. I-1.—Esquema de un sistema unitario de recolección de aguas servidas y aguas de lluvia.

Sistema separado

Un sistema separado contempla una red cloacal para conducir las aguas negras y otra red de tuberías que, conjuntamente con las estructuras especiales de recolección, conducirán exclusivamente aguas de lluvia, constituyendo así el alcantarillado de aguas pluviales.

Este sistema supone que, también las edificaciones recogen separadamente sus aguas: descargando a la calle las aguas de lluvias, donde serán recogidas en sumideros y enviadas por la red de colectores pluviales hasta un cauce natural, y por otra parte, conduciendo las aguas negras o servidas hasta la tanquilla de empotramiento de la edificación para incorporarlas al sistema cloacal.

El esquema de la figura I-2 representa lo que pudiera constituir una red cloacal de aguas negras y una red de alcantarillado de aguas de lluvia (sistema separado), para la misma zona de la región anterior.

Las Normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹ establecen que «se deberá adoptar el sistema separado, y solamente en aquellos casos suficientemente justificados se podrá autorizar otro sistema por vía de excepción».

Sin embargo, a fin de orientar al lector acerca de las condiciones que privan para una decisión de esta naturaleza, vale la pena hacer algunas consideraciones acerca de los criterios que conducen para la elección del tipo de recolección más aconsejable.

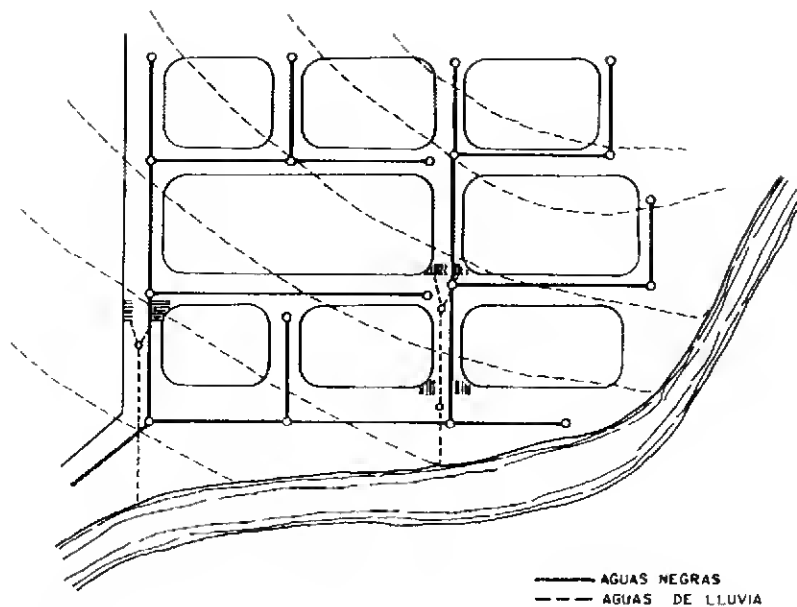


Fig. 1-2.—Esquema de un sistema separado de recolección de aguas servidas y aguas de lluvia.

Había sido práctica usual o predominante, el construir sistemas de recolección para aguas negras y de lluvia en un solo conducto; de allí que muchas ciudades dispongan en un gran porcentaje redes unitarias o combinadas. Esto parece ser una razón válida para que en algunos casos, donde existiendo un alto porcentaje de área que dispone de sistema unitario, se considere preferible que ampliaciones y nuevos desarrollos de esa región mantengan un diseño, atendiendo a un sistema único de recolección de aguas negras y de lluvia.

El mayor conocimiento y celo actual por los problemas de degradación de los ríos por estas descargas y la necesidad de un tratamiento previo para su utilización obliga a pensar que los costos han de privar para una selección adecuada, ya que tanto los requerimientos sanitarios particulares de cada caso como los costos de operación y mantenimiento pueden inclinar hacia el sistema separado, aun en áreas con alto porcentaje de construcción operando con redes cloacales unitarias o combinadas. No cabe entonces la menor duda de que, en una fase inicial de desarrollo, el sistema separado ofrecerá múltiples ventajas sobre un sistema unitario.

Puede tenerse la falsa impresión de que un sistema unitario o combinado resulta más económico que un sistema separado, y es posible que bajo ciertas condiciones ello pueda ser cierto sólo en lo que se refiere a costos iniciales de construcción, pero difícilmente en términos de costo total capitalizado pueda lograrse un sistema unitario que aventaje económicamente a un sistema separado. Si bien es cierto que el primero utiliza un solo conducto para

ambas aguas, éste no aprovecha la capacidad de conducción para aguas de lluvia que nos ofrecen las cunetas y calles hasta determinadas longitudes, y, más aún, el incremento de los volúmenes aumenta los costos de tratamiento y de operación y mantenimiento, lo cual hace generalmente más costoso para el periodo de diseño una red unitaria, respecto a redes separadas.

Otra consideración de importancia que hace más aconsejable el sistema separado es el hecho de que se requieren mayores profundidades de la excavación de las que pudieran requerirse para tuberías de igual diámetro que conduzcan aguas de lluvia solamente.

Pero indiscutiblemente que una de las razones más poderosas para inclinarse por un sistema separado es el hecho de tener que dar un tratamiento a las aguas, previamente a su descarga a un curso receptor, por cuanto los costos del mismo son significativamente mayores que para los volúmenes de aguas negras solamente.

Es también conveniente señalar que cuando se tienen zonas bajas que ameritan bombeo de sus aguas negras y de lluvia hacia los colectores principales de la red, se puede decir axiomáticamente que se impone el sistema separado, también por razones técnicas y económicas.

Por lo demás, no debe descartarse, en algunos casos donde exista un sistema combinado, la posibilidad de usar parte de la ciudad con sistema separado y parte con sistema unitario, con lo cual pueden lograrse beneficios económicos.

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS

Las características de los desechos que constituyen las aguas negras transforman totalmente la calidad del agua del abastecimiento público, haciéndola nociva y perjudicial. Pero bajo el punto de vista hidráulico altera en muy poco su condición original de fluido líquido. Por esta circunstancia, se considera que las aguas negras tienen las mismas características hidráulicas de flujo que las del agua, y que las leyes que gobiernan la hidráulica son también aplicables a las aguas negras.

Las características de las aguas negras y residuales, pueden influir en el material de conducción y en el diseño de ciertas estructuras y estaciones de bombeo, por lo cual algunas consideraciones al respecto se consideran pertinentes.

Sólidos totales

Las aguas negras de uso doméstico consisten principalmente en aguas de lavado de ropa, fregado, aseo personal y usos sanitarios, las cuales suelen contener entre 600 y 800 mg/lit de materias sólidas tales como excrementos, jabones, grasas, restos alimenticios, papeles y trapos.

De acuerdo a lo reportado por el profesor Gustavo Rivas Mijares en la referencia² *«Investigaciones realizadas sobre la composición de líquidos cloacales en Venezuela»*; se tiene para áreas investigadas en diversas ciudades los valores siguientes:

	Maracay	Mare	Planta Exp. UCV
Sólidos Totales (mg/lit).....	743	582	640

Se considera además que aproximadamente el 50 por 100 de estos sólidos están en solución y el otro 50 por 100 está en suspensión o flotando.

Esta característica altera un poco el peso específico, lo cual tiene importancia en la determinación de la potencia requerida cuando sea necesario la instalación de estaciones de bombeo. Para efectos prácticos, puede estimarse la gravedad específica del líquido cloacal en aproximadamente 1,04.

Además, reviste gran importancia, por el hecho de que la conducción de sedimentos y acumulación de los mismos en las tuberías, crea condiciones no aconsejables, tanto desde el punto de vista técnico como sanitario, lo cual obliga a pensar al proyectista hacia velocidades que para la condición real de funcionamiento hagan posible el arrastre del material sedimentable. Debe hacerse hincapié en que esta consideración debe tenerse presente para condiciones reales de flujo y no para situaciones que solo teóricamente satisfarían una condición de arrastre. Más adelante, al tratar el diseño de colectores, haremos un análisis que explique el énfasis que se ha querido señalar en esta consideración.

En diversos trabajos de investigación realizados por la U. S. Environmental Protection Agency (EPA-625/1-74-005) se reporta: que para velocidades reales de 2 pies/sg (0,60 m/sg), el arrastre de sólidos es eficiente; para velocidades de flujo del orden de 1,4 a 2 pies/sg (0,43 a 0,60 m/sg) se acumula en el fondo materia inorgánica; para velocidades comprendidas entre 0,30 y 0,43 m/sg se acumula, además de materias inorgánicas, sólidos orgánicos que se mueven lentamente en el fondo y generan producción de sulfuro de hidrógeno y que para velocidades menores a 1 pie/sg (0,30 m/sg) se acumula mucha materia tanto orgánica como inorgánica creando serios problemas de producción de sulfuros.

Las figuras 1-3 muestran estas condiciones.

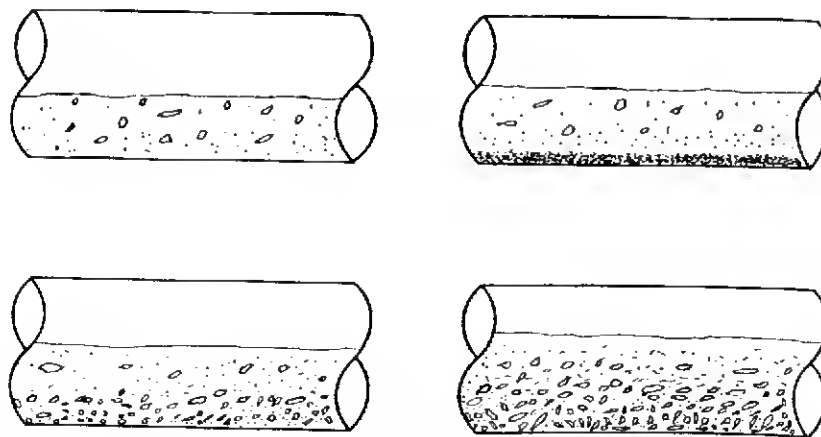


Fig. 1-3.—Acumulación de sedimentos en el fondo de un colector: a) $v > 0.60$ m/s. b) $0.40 < v < 0.60$ m/s. c) $0.30 < v < 0.40$ m/s. d) $v < 0.30$ m/s.

CUADRO I-1

ANÁLISIS QUÍMICO SANITARIO TÍPICO
LÍQUIDOS CLOACALES (En mg/lit)

Contribuyentes	Valores Medios
Sólidos totales	500
Sólidos volátiles	350
Sólidos fijos	150
Sólidos suspendidos totales	300
Sólidos suspendidos volátiles	300
Sólidos suspendidos fijos	250
Sólidos disueltos totales	200
Sólidos disueltos volátiles	100
Sólidos disueltos fijos	100
Sólidos sedimentales (ml/l)*	8*
DBO-5 días, 20° C	200
Oxígeno consumido	75
Oxígeno disuelto	0
Nitrógeno total	50
Nitrógeno orgánico	20
Nitrógeno amoniacal libre	30
Nitrógeno Nitritos (RNO_2)	0,05
Nitrógeno Nitratos (RNO_3)	0,20
Nitrógeno Cloruros	100
Nitrógeno Alcalinidad (CaCO_3)	100
Nitrógeno Grasas	20

(*) No en mg/l.

Sulfuro de hidrógeno

La producción de sulfuro de hidrógeno es un factor negativo en las redes cloacales por su poder corrosivo y su desagradable olor. Por ello, una consideración importante para el diseño consiste en la prevención de su formación.

La cantidad de sulfuro producido varía con la concentración del líquido cloacal, la temperatura, el diámetro de la tubería y el tiempo de retención. Bajo esta consideración, si el período de retención es menor de 15 minutos, no se desarrollarán concentraciones serias de sulfuro de hidrógeno.

«En aguas negras altamente concentradas, y si la temperatura es relativamente alta, se requerirá aproximadamente de una velocidad de 0,90 m/sg a 1,05 m/sg en un colector fluyendo libremente, a fin de prevenir la formación de sulfuro de hidrógeno»³.

Los problemas que puede ocasionar la formación de sulfuro de hidrógeno, generalmente ocurren en los conductos sólo en longitudes grandes, por su acumulación excesiva en la tubería sin oportunidad de ventilación, produciéndose olores, corrosión, incremento de la demanda de cloro y mayores dificultades de tratamiento. Generalmente, el sulfuro de hidrógeno está disuelto en el agua, siendo mayor a bajo pH y puede liberarse en grandes cantidades dentro de bocas de visita con caídas grandes, creando ambientes letales.

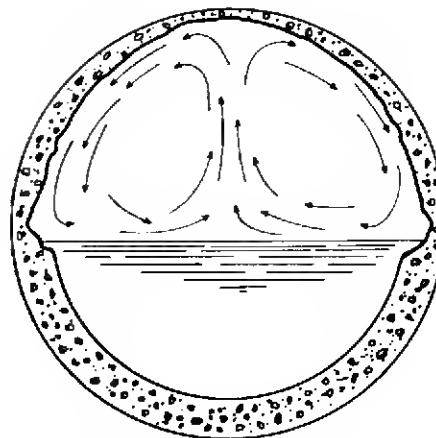


Fig. I-4.—Acumulación de sulfuro de hidrógeno en colectores cloacales y acción destructiva sobre colectores de concreto.

Esta condición de peligrosidad debe alertar al proyectista, a fin de prevenir tal posibilidad, sobre todo en conductos largos, manteniendo velocidades de escurrimiento adecuadas, evitando puntos de alta turbulencia y longitudes de colectores fluyendo a presión o a capacidad plena (Fig. I-4).

Otros aspectos de consideración de las aguas negras son los relativos a Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O.), Demanda Química de Oxígeno (D.Q.O.), Oxígeno Disuelto (O.D.), pH, temperatura, etc., pero cuyas consideraciones son más propias para una obra sobre tratamiento de aguas residuales que para el diseño mismo de la red, por lo cual no se hacen mayores comentarios al respecto.

Para información del lector, se presenta el cuadro I-1, tomado de «Tratamiento de aguas residuales», de Rivas Mijares⁴.

Las características mencionadas inciden en el diseño, tanto para la determinación de velocidades apropiadas que eviten la deposición de sedimentos, como en la selección del material de construcción de los conductos.

COMPONENTES DEL SISTEMA

Consideremos primeramente una red de colectores de aguas negras de un sistema separado:

Una red de alcantarillado de aguas negras está constituida por: el ramal de empotramiento, que es la tubería que, partiendo de la tanquilla en el borde de la acera, va hasta el colector cloacal que está enterrado en la calle y pasa más cerca de la vivienda (Fig. I-5).

Este ramal de empotramiento tendrá un diámetro de acuerdo al gasto correspondiente de la edificación que sirve, pero en ningún caso dicho empo-

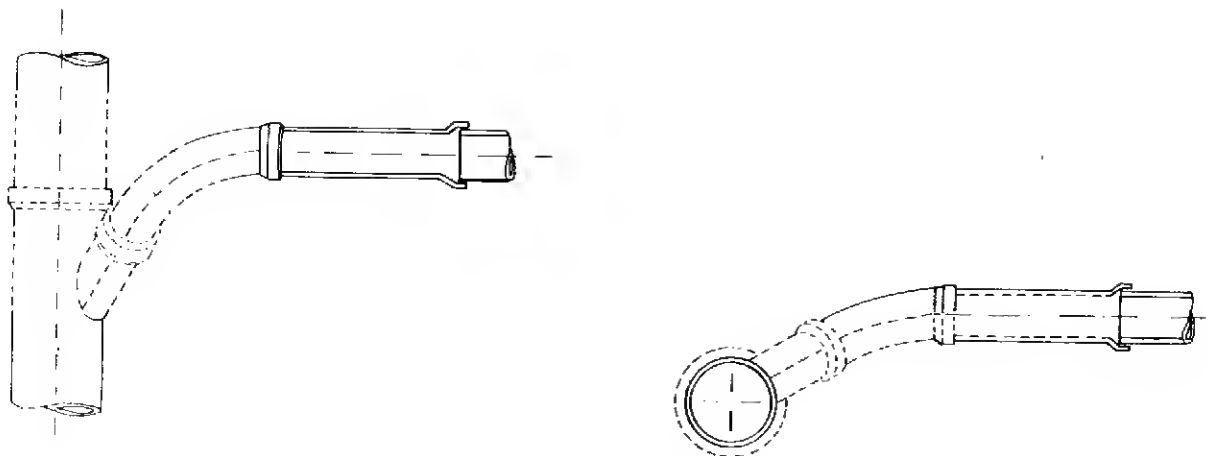


Fig. 1-5.—Ramal de empotramiento típico.

tramiento debe ser inferior a 150 mm de diámetro, siendo 1 por 100 la pendiente mínima aconsejable.

Las cloacas de empotramiento deberán cumplir las especificaciones del artículo 333 de las «Normas sanitarias para proyecto, construcción, reparación y reforma de edificios», Gaceta Oficial número 752, Extraordinaria⁵, que dice:

Art. 333. La acometida a la cloaca pública debe hacerse por medio del cachimbo previsto para tal fin. Si éste no existe, se permitirá hacer el empotramiento directamente en el colector público, siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

- No se efectuarán dos empotramientos en el mismo sitio, aun cuando sea en lados opuestos del colector.
- Se tratará de que la perforación hecha en el colector con el objeto de empotrar la cloaca del edificio resulte aproximadamente del mismo diámetro del tubo de empotramiento.
- La junta se hará con mortero de cemento de excelente calidad, de no menos de 8 cm de espesor, y en forma que quede completamente estanca.
- El empotramiento se hará con una Ye en dirección de la corriente cuando el diámetro del colector público sea menor de 45 cm. En caso de ser mayor, podrá hacerse en ángulo de 90°.
- Cuando por razones de topografía se haga necesario empotrar dos viviendas en un mismo ramal de empotramiento, esto se hará en una tanquilla debajo de la acera.
- La pendiente del ramal de empotramiento estará comprendida entre 1 y 10 por 100.
- El empotramiento se hará en forma tal que la cresta del tubo de empotramiento quede

0,20 m más abajo que la parte inferior de la tubería de agua potable.

- La profundidad del tubo de empotramiento en la acera estará comprendida entre 0,80 y 2,00 m.
- Al efectuar el empotramiento se evitará que caigan dentro del colector, mortero, escombros, tierra u otros materiales que puedan obstruirlo.
- El tubo empotrado nunca deberá sobresalir dentro del colector al cual se empotra.
- El diámetro mínimo del empotramiento será de 15 cm.

Para cada parcela deberá instalarse una tubería de empotramiento, cuyo diámetro mínimo estará de acuerdo a la dotación de agua correspondiente. A tales efectos, las Normas del Ministerio de Sanidad⁶ recomiendan los diámetros mínimos señalados en el cuadro 1-2.

CUADRO 1-2

DIÁMETROS MÍNIMOS DE LAS TUBERÍAS DE EMPOTRAMIENTO Y DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS TANQUILLAS DE EMPOTRAMIENTO, SEGUN LAS DOTACIONES DE AGUA ASIGNADAS A LAS PARCELAS EN LT/DÍA

Dotación asignada a la parcela o lote en lt/día	Diámetro mínimo de la tubería de empotramiento		Dimensiones mínimas de la tanquilla de empotramiento	
	mm	Pulgadas	mm	Pulgadas
Hasta 15.000.....	150	6	250	10
De 15.001- 45.000..	200	8	300	12
De 45.001-100.000..	250	10	380	15
De 100.001-200.000..	300	12	457	18
De 200.001-400.000..	380	15	610	24

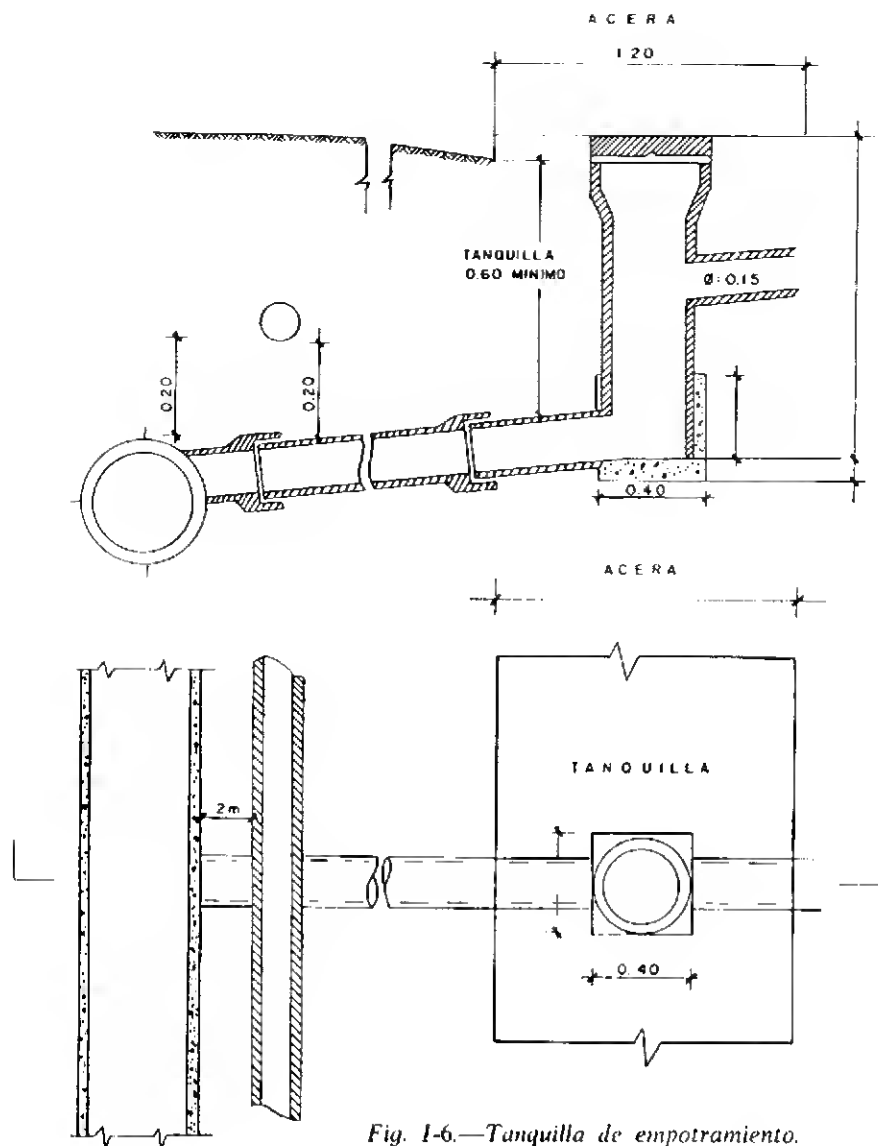


Fig. 1-6.—Tanquilla de empotramiento.

Tanquilla de empotramiento

La tanquilla de empotramiento normalmente se ubica debajo de la acera, preferiblemente en el punto más bajo del frente de la parcela. Generalmente se construye con tubería de concreto, cuyo diámetro mínimo es de 250 mm, incrementándose éste de acuerdo a la dotación, como se señala en el cuadro 1-2.

La figura 1-6 presenta en detalle la tanquilla de empotramiento típico.

BOCA DE VISITA

Son estructuras generalmente compuestas de un cono excéntrico, cilindro y base que permiten el acceso a los colectores cloacales y cuya ubicación, tipo y características están señaladas en el art. 336 de las

«Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillado», del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹.

De acuerdo al artículo señalado, deberán proyectarse bocas de visita:

- En toda intersección de colectores del sistema.
- En el comienzo de todo colector.
- En los tramos rectos de los colectores, a una distancia entre ellas de 120 m., para colectores hasta \varnothing 0,30 m (12") y 150 m para colectores mayores de \varnothing 0,30 m (\varnothing 12").
- En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material empleado en los colectores.
- En los colectores alineados en curva, al comienzo y fin de la misma y en la curva a una distancia de 30 m entre ellas, cuando corresponda.

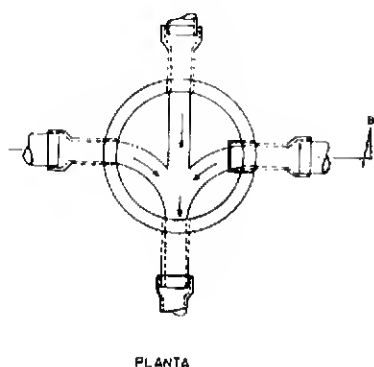
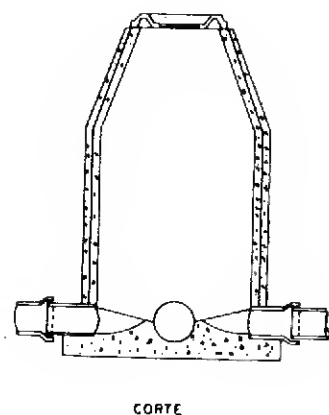


Fig. 1-7.—Boca de visita típica.

Un detalle de bocas de visita se presenta en la figura I-7.

TRAMOS

Se denomina tramo a la longitud de colector cloacal comprendido entre dos bocas de visita contiguas. El diámetro y demás características de cada tramo, están determinados por el gasto o caudal de diseño correspondiente. El tramo se identifica por las bocas de visita que lo comprenden. Ejemplo: Tramo A1-A2; Tramo B3-B4, etc.

RED DE COLECTORES

La red está constituida por todo el conjunto de tramos; y en ella podemos definir a un colector principal, el cual recibe los aportes de una serie de colectores secundarios que, de acuerdo a la topografía, sirven a diversos sectores de la zona urbanizada. El colector principal toma la denominación de colector de descarga o emisario a partir de la última boca de visita del tramo que recibe aportes domiciliarios, hasta el sitio de descarga en la planta de tratamiento o en un curso superficial.

Las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social⁶, definen al colector principal como una «Sucesión de tramos de cloacas, que partiendo de la boca de visita de comienzo del emisario y, en sentido contrario al flujo, sigue la ruta de los gastos mayores».

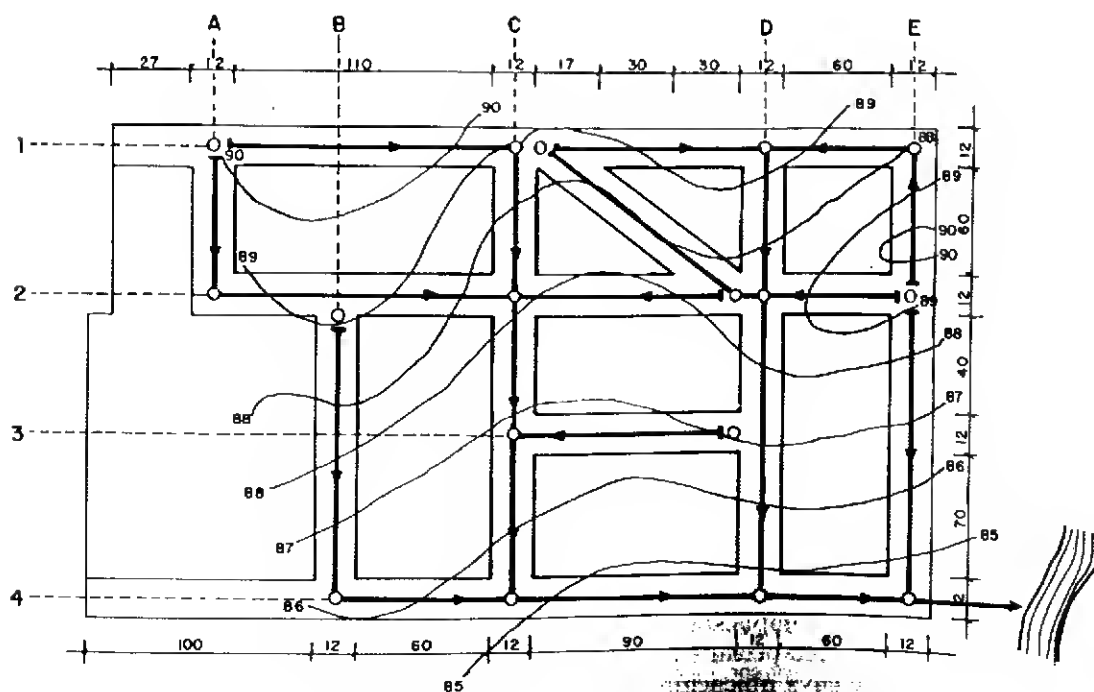


Fig. 1-8.—Esquema de red de colectores cloacales.

Se denominan *colectores secundarios* a aquellos colectores que reciben los aportes de aguas negras de pequeñas áreas, pudiendo recibir las aguas negras de varios tramos laterales y descargando en el colector principal.

A fin de facilitar la ubicación de las bocas de visita y de identificar los tramos y colectores de una manera sencilla, resulta buena práctica usar ejes, identificándolos con letras en un sentido, y números en el otro.

Un esquema de la red de colectores cloacales correspondiente a la zona a desarrollar, se presenta en la figura 1-9, destacándose el colector principal.

Esquemas separados de los colectores secundarios se presentan en las figuras I-10 y I-11, el primero corresponde a la hoya secundaria definida por el eje C1-D1-D2-D4 con sus afluentes correspondientes y el segundo al de la hoya cuyo eje A1-C1-C2-C3-C4 recibe los aportes de los tramos que descargan a él.

Obsérvese que ambos colectores pueden tener en el punto C1 una boca de visita común.

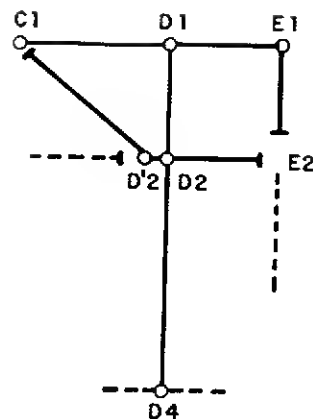


Fig. 1-10.—Colector secundario C1-D1-D2-D4 y tramos afluentes.

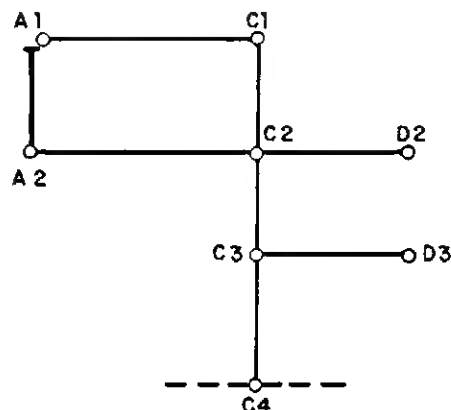


Fig. 1-11.—Colector secundario A1-C1-C2-C3-C4 y tramos afluentes.

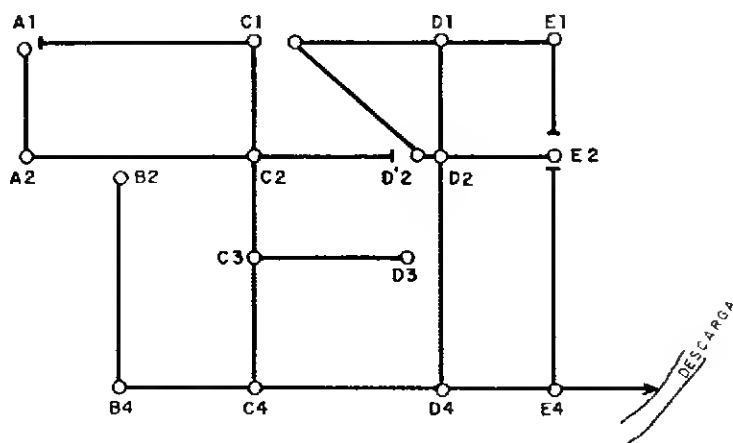


Fig. 1-9.—Colector principal y afluentes secundarios.

Determinación del caudal de diseño

Gasto o caudal de diseño.
Aguas provenientes del acueducto.
Curva de variaciones horarias y de descargas acumuladas.
Zonificación. Normas sanitarias.
Aguas de infiltración del subsuelo.
Empotramiento clandestino de aguas de lluvia.
Curvas de intensidad de lluvia.
Periodo de diseño.

Una estimación del caudal de aguas negras como base para el diseño de la red de colectores cloacales, comprende determinaciones de varios aportes que de la manera más aproximada o exacta posible, debe hacerse a fin de lograr un diseño ajustado a condiciones reales. Con frecuencia se observan colectores trabajando sobrecargados o desbordándose por las bocas de visita, a causa de imprecisión en los cálculos.

Investigaciones realizadas en diversas ciudades^{12, 13, 14, 19} han evidenciado que los colectores de aguas negras reciben los aportes de agua de tres procedencias diferentes.

Las aguas servidas provenientes del acueducto, las aguas que se infiltran al colector procedentes del subsuelo, y aguas de lluvia que clandestinamente empotra cierto porcentaje de las viviendas de la localidad.

Aguas servidas provenientes del acueducto

Obviamente que el primer aporte a considerar en un sistema de aguas negras, es el relativo a las aguas provenientes del abastecimiento, por lo cual, debe considerarse a la curva de consumos acumulados, transformada en curva de descargas acumuladas como un buen indicador de la cantidad de aguas negras que reciben los colectores cloacales.

Si bien es cierto que no todo el volumen de aguas del acueducto que se consume en una edificación regresa a las cloacas, también es verdad que en una gran mayoría de ciudades existen fuentes privadas de abastecimiento, ya sea con fines industriales, comerciales o domésticos que compensan esa disminución, y que como no forman parte del sistema del acueducto, no se contabilizan.

A menos que se tengan ciudades o áreas cuyo grado de control sobre la posibilidad de explotación de fuentes privadas de abastecimiento de agua sea tal que garantice su no utilización; el considerar un factor de disminución del gasto de diseño (factor de reingreso), por razones de riego, procesos industriales y otros, puede resultar una temeridad en el diseño.

Tomando la curva típica de variaciones horarias (Fig. II-1), del libro «*Abastecimiento de agua. Teoría y diseño*»⁷, podemos construir la curva de descargas acumuladas, las cuales, asumimos se corresponden. Esta última consideración compensa las disminuciones reseñadas, con los aportes por fuentes privadas no contabilizadas en dicha curva.

Cuando no se dispone de una curva tipo, puede asumirse un consumo per cápita por día, o bien, basándose en las Normas Sanitarias⁵, utilizar cifras de consumo de acuerdo al uso de la tierra.

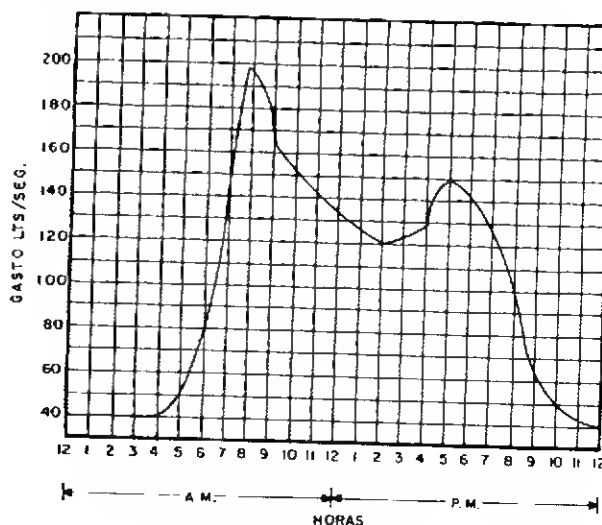


Fig. II-1.—Curva típica de variaciones de consumo de agua.

Para fines de diseño, el gasto (lt/sg) de aguas negras, será el que corresponda a la hora de máxima descarga o descarga máxima horaria ($Q_{\max h}$), cuyo valor, determinado para los abastecimientos de agua, es $Q_{\max h} = K_2 \times Q_m$, siendo K_2 un valor comprendido entre 2 y 3⁷, y Q_m el consumo medio de agua del sistema de abastecimiento de agua, para el período de diseño considerado.

La gráfica de la figura II-1, que representa una curva típica de consumo de agua, nos permitirá construir la curva de descargas acumuladas a fin de determinar los aportes por este concepto, a considerar en el diseño del colector cloacal. (Fig. II-2).

La figura II-3 representa la curva de un día típico de las descargas de aguas servidas de origen doméstico, en época de sequía (tomada de EPA-625/1-77-009).

En este caso, cuando para el diseño de la red cloacal se utilizan los datos del abastecimiento de agua, obtenidos como mediciones del registrador totalizador, no hay diferenciación entre las aguas

usadas de origen doméstico, de las de origen comercial, industrial o institucional, y se asume, por tanto, que todo el caudal de aguas que entrega el acueducto a la población, lo reciben los colectores cloacales en forma similar, con cierto desplazamiento en el tiempo. Para fines prácticos, este desplazamiento no afecta el diseño, pues debe darse capacidad a las instalaciones para satisfacer el máximo caudal que en forma instantánea pueda recibirse de todo el área a servir.

Vale la pena señalar nuevamente, que si bien es verdad que no todo el agua que entrega el acueducto a la población, regresa al sistema cloacal, existen otras fuentes de abastecimiento privado que no contabiliza el medidor del acueducto y cuyo aporte compensa las disminuciones del gasto por razones de pérdidas o fugas en las tuberías de abastecimiento, riego, lavado de carros, etc.

Basado en este criterio, es que se estima que el gasto a considerar como aporte para el caudal de diseño de los colectores cloacales, proveniente del acueducto, sea equivalente al del consumo máximo horario.

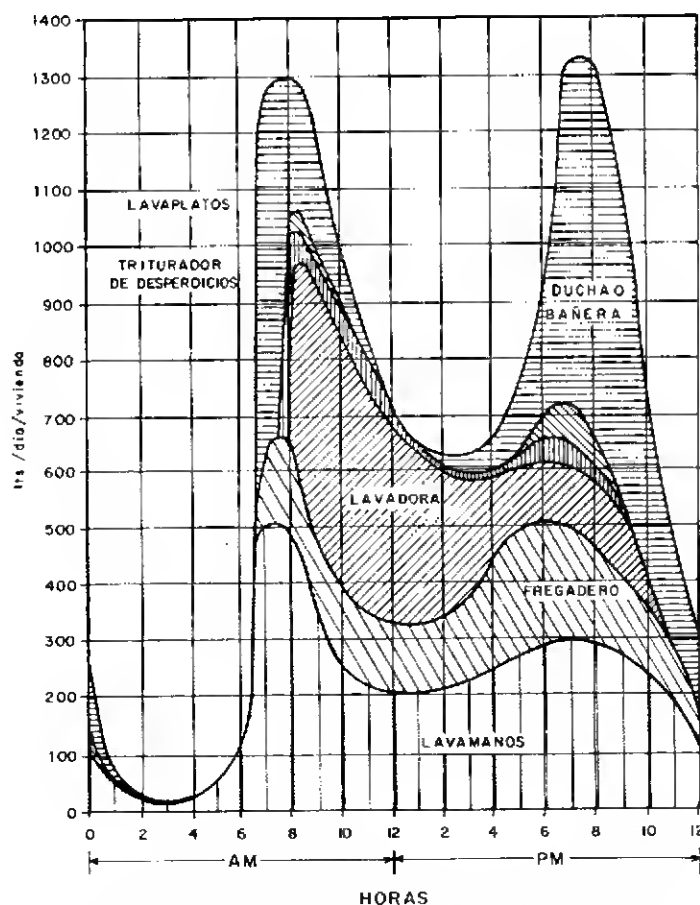


FIG. USOS DE AGUA EN VIVIENDAS. MEDICIONES DE DESCARGA l/d/viv

Fig. II-2.—Curva típica de descarga de aguas servidas de diferentes usos domésticos.

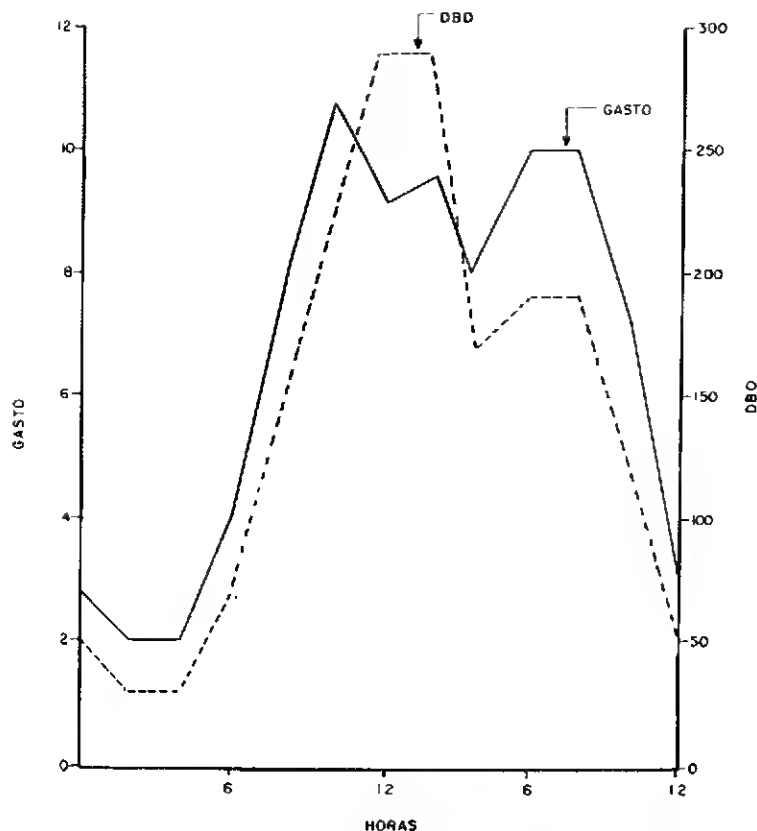


Fig. II-3.—Curva de variación de descargas de aguas servidas y DBO.

Cuando no se disponga de la curva de variaciones de consumos, pero se tenga la información de la zonificación del área a desarrollar, se puede determinar el gasto medio como la suma de las dotaciones correspondientes (lt/sg) y seleccionar el factor K_2 , de acuerdo a las características de la población.

A efectos de estimar este factor, Fair & Geyer citan el trabajo de Harmon W. G.⁸, el cual sugiere la expresión

$$\frac{Q_{\max}}{Q_{\text{promedio}}} = (18 + \sqrt{P}) / (4 + \sqrt{P}).$$

Esta fórmula empírica permite construir la curva de la figura II-4, utilizable para la estimación del K_2 .

A continuación, se presenta un cuadro guía para estimación de caudales de descarga en algunos establecimientos, tomado de Water & Sewage Works⁹, el cual contiene alguna información que puede complementar las normas referidas en la Gaceta Oficial n.º 752 —extraordinaria— para algunos casos no contemplados allí.

Las Normas del INOS¹ en los artículos 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11 consideran lo siguiente.

3.7. Cálculo del gasto de proyecto en sistemas para aguas servidas.

«Para determinar el gasto de proyecto de un sistema de alcantarillado de aguas servidas, se deberán considerar los siguientes aportes de agua».

- Negras domiciliarias.
- Industriales.
- Comerciales.
- Institucionales, y
- de infiltración.

El autor observa que en la norma no se incluye el aporte por empotramientos clandestinos de aguas de lluvia, por lo cual más adelante abordamos en detalle este aspecto.

En la determinación del primero de los aportes señalados en el aparte 3.7, las mismas normas definen en el artículo 3.8, que «El valor de gasto máximo (promedio diario anual) de las aguas negras domiciliarias, se obtendrá aplicando la fórmula siguiente:

$$Q_{\max A.N.} = Q_{\text{med A.P.}} \times K \times R$$

donde:

$Q_{\text{med A.P.}}$ = Gasto medio (promedio diario anual) del acueducto A.P que abastece la localidad.

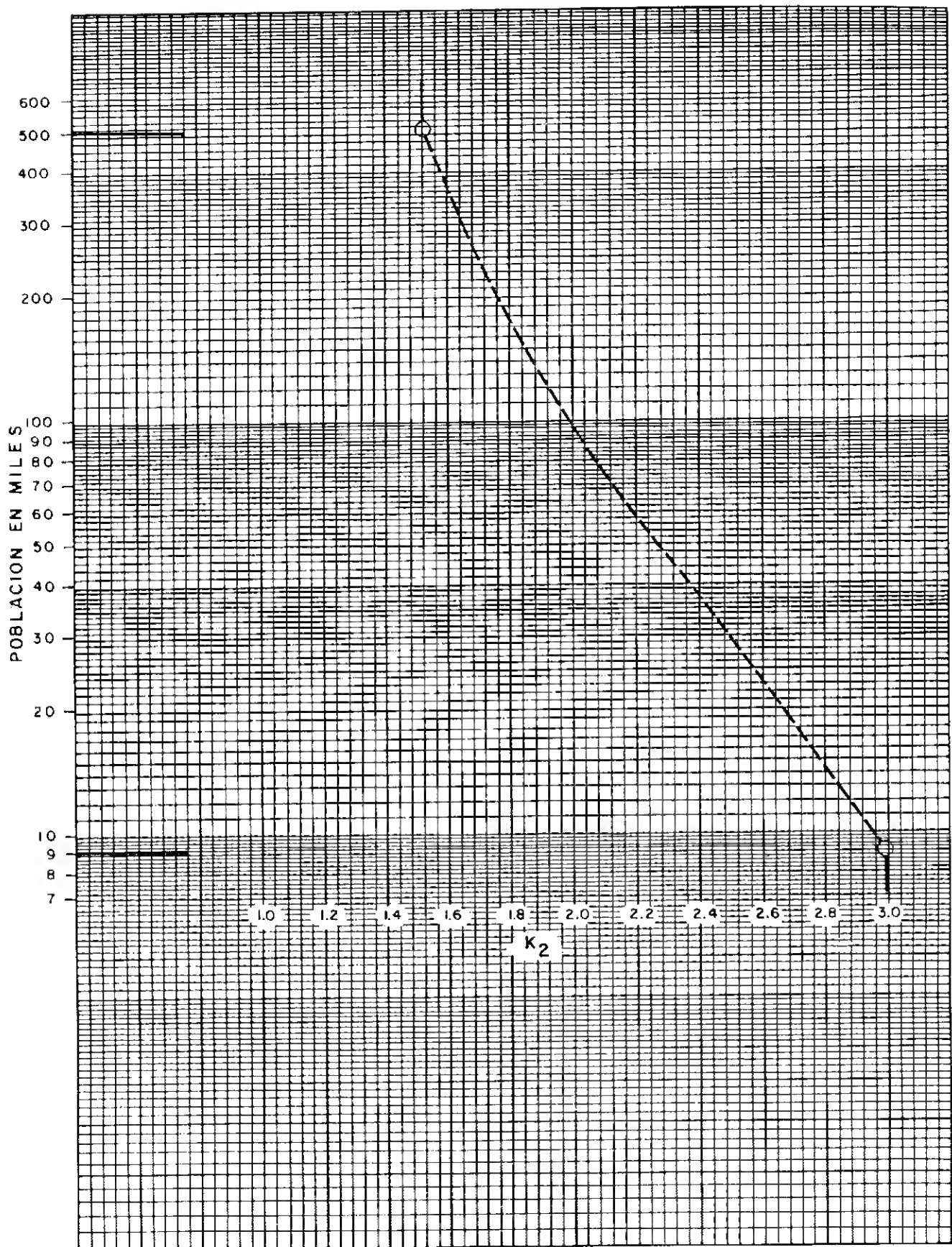


Fig. II-4.—Curva para factor de población (K_2).

K = Coeficiente que es función de la población futura de la zona; sus valores son:

Hasta 20.000 habitantes	3,00
de 20.001 a 75.000 habitantes ..	2,25
de 75.001 a 200.000 habitantes ..	2,00
de 200.001 a 500.000 habitantes ..	1,60
Mayor de 500.000 habitantes ..	1,50

R = Coeficiente de gasto de reingreso, igual a 0,80.

Luego, el artículo 3.9 fija las características y

condiciones de recepción de las aguas industriales a los colectores cloacales, así:

3.9. «La aceptación de las aguas residuales industriales en un sistema de alcantarillados, estará condicionada a un tratamiento previo, el cual será fijado en cada caso por las autoridades competentes, pero nunca el pH de las mismas será menor de 5.5 ni mayor de 8.5.»

3.9.1. El aporte de las aguas residuales industriales en el sistema de alcantarillado, puede variar ampliamente. Deberá tenerse en consideración para la determinación de este gasto: el tipo de industria, tamaño de la planta, tipo de supervisión y en todos los casos, las circunstancias presentes y futuras.

CUADRO II-1
CAUDAL DE AGUAS NEGRAS Y DBO

ESTABLECIMIENTO	Caudal (lt/día)	D.B.O.	
		ppm	kg/día
APARTAMENTOS			
1 Habitación:			
a) Pequeño	570	204	0,118
b) Mediano	660		0,140
c) Grande	755		0,155
2 Habitaciones:			
a) Pequeño	850		0,170
b) Mediano	990		0,205
c) Grande	1.100		0,232
3 Habitaciones:			
a) Pequeño	1.100		0,232
b) Mediano	1.325		0,273
c) Grande	1.500		0,309
4 Habitaciones:			
a) Pequeño	1.415		0,291
b) Mediano	1.650		0,341
c) Grande	1.900		0,386
AEROPUERTOS			
a) Por empleado	40	720	0,027
b) Por pasajero	10	790	0,010
AUTO-CINES			
Por espacio para carro	20	1.200	0,023
INDUSTRIAS			
a) Por empleado	55	400	0,023
b) Por ducha/persona	20	480	0,010
c) No incluye aguas residuales industriales			
CENTRO DE MAQUINAS DE LAVAR ROPA (de monederos)			
a) Por Máquina	1.500	310	0,477

ESTABLECIMIENTO	Caudal (lt/día)	ppm	D.B.O. kg/día
ZONAS PARA MOTOR-HOME			
a) Por espacio	1.100	265	0,309
MOTELES-HOTELES			
Por persona	190	360	0,068
(Asuma 2 pers/habitación mín.)			
RESTAURANTES (24 horas de servicio)			
a) Por asiento	225	1.200	0,273
b) Por empleado	95	290	0,027
c) Salón de espera o fumar	190	408	0,077
RESTAURANTES (12 horas de servicio)			
a) Por asiento	150	1.200	0,182
b) Por empleado	55	480	0,027
c) Salón de espera o fumar	130	325	0,045
CAFETERIAS (6 horas de servicio)			
a) Por asiento	25	1.200	0,027
BARES (no sirven comida)			
a) Por asiento	40	600	0,023
SALONES DE FIESTA			
a) Por asiento	20	1.200	0,023
CLUBS			
a) Por miembros	190	240	0,045
CENTROS COMERCIALES (no incluye lavanderías ni locales con expendios de alimento)			
a) Por m ²	4,3		0,014
b) Por sala de baño	1.500		0,023
c) Por empleado	95	240	0,023

3.9.2. Se deberá considerar además, como aporte de las aguas residuales industriales, aquellas que no provienen del acueducto, como aguas de refrigeración y de otros procesos industriales que procedan de otras fuentes de aprovisionamiento privado, tales como pozos profundos, tomas en ríos, manantiales y otros posibles aportes.

3.9.3. Se determinará para cada industria, en lo posible, el gasto máximo de sus aguas residuales, y las horas del día en que se produzcan.

3.9.4. Cuando en una localidad exista una zona industrial que no ha comenzado a desarrollarse, se tratará de obtener en lo posible, la información correspondiente a los distintos tipos de industria que se instalarán en la misma, y se determinarán con cierta aproximación, los respectivos gastos máximos de aguas residuales.

3.9.5. «En caso de que no sea posible obtener la información indicada precedentemente, se podrá aplicar un coeficiente de gasto de aguas residuales, comprendido entre los siguientes valores externos: 1,5 lt/sg/ha bruta y 3,0 lt/sg/ha bruta».

3.10. *Cálculo del gasto de las aguas servidas por contribución comercial*

«La contribución comercial en las aguas servidas se estimará en lt/sg/ha bruta, basado en el estudio de las ofertas comerciales ya desarrolladas en otras localidades y en las dotaciones de agua que se asignan al respecto en las "Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social". Se deberá aplicar en este último caso, el coeficiente de gasto de reingreso ya indicado.»

3.11. *Cálculo del gasto de las aguas servidas por contribución institucional*

«(Hospitales, cárceles, cuarteles, escuela y otros). Estas aguas servidas, son generalmente de naturaleza doméstica, su estimación se realizará en base a las dotaciones de agua que se fijan al respecto en las Normas Sanitarias del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, aplicándose el gasto de reingreso ya indicado.»

Ya sea mediante la utilización del gasto medio de todo el consumo de agua y el factor K_2 que define la hora pico, o bien mediante la discriminación del gasto como contribución de las aguas usadas en la red de cloacas, señaladas en las Normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, resulta conveniente por razones prácticas expresar este gasto, como un caudal unitario (lt/sg/ha). Esto nos permitirá determinar para cada tramo o colector el caudal de diseño en función del área que sirve.

Aguas que se infiltran al colector

Dado que generalmente los colectores cloacales se diseñan como canales abiertos, existen muchas

posibilidades de que se infiltren aguas del subsuelo hacia los colectores. Ello dependerá de diversos factores, entre otros del nivel de la mesa de agua, de la porosidad del material de la tubería, del tipo de junta, etc.

Los colectores de aguas negras deben diseñarse con capacidad para recibir este gasto adicional que de manera inevitable penetra a los conductos, principalmente a través de las juntas o uniones. La característica de una buena junta en colectores cloacales, incluye estanquidad, resistencia o penetración de raíces, resistencia a corrosión y durabilidad.

El diámetro de la tubería tiene también importancia habiéndose encontrado que mayor importancia debe darse a los colectores de diámetros pequeños, por las mayores dificultades en su reparación y construcción de juntas, así como porque ellos representan las mayores longitudes de la red. También a través de los ramales de empotramiento penetra una cantidad relativamente apreciable de aguas de infiltración, de tal forma que investigaciones realizadas en Miami, Fla.¹⁰ indicaron que entre el 30 y el 40 por 100 de un excesivo gasto de infiltración fue debido probablemente a deficiencia en los ramales de empotramiento.

Algunas investigaciones realizadas en ciudades y distritos de los Estados Unidos de Norteamérica¹¹, señalan los valores de infiltración que se indican en el cuadro II-2.

De acuerdo a las investigaciones reportadas en el cuadro anterior, se observa una variación que va desde un mínimo de 7.330 lt/km/día hasta un máximo de 79.250 lt/km/día, como gasto o contribución a considerar por concepto de infiltración. Las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹ contemplan en el aparte 3.12 «El gasto máximo de infiltración a considerar en un sistema de alcantarillado de aguas servidas, será de 20.000 lt/km/día».

«En el cálculo del aporte de las aguas de infiltración, se considerará la longitud de cada uno de los empotramientos correspondientes, comprendida entre el límite de frente de la parcela y el eje del colector.»

3.12.1. Se deberá disminuir en lo posible, el gasto de las aguas de infiltración y en su cálculo se tendrá en cuenta:

- a) Las características físicas de la zona.
- b) Tipo de suelo.
- c) Altura de la mesa freática.
- d) Tipo de condiciones de las juntas y colectores del sistema existente, en caso de tratarse de un proyecto de ampliación.

CUADRO II-2

Ciudad	Mesa de agua	Tipo de junta	Diámetros	Longitud de Inven.	Infiltración	lt/km/día
Cranston, R. I.	Baja	Bitum	8" a 39"	26	5.500	13.000
Glouster, Mass	Alta	Bitum	21"	0,18	26.600	62.925
Sangus, Mass	Alta	Bitum	8" a 24"	3,6	28.200 a 33.500	66.710 a 79.250
Webster, Mass	Baja	Mortero	8" a 18"	7,5	10.000 a 16.500	23.660 a 39.000
Poins Pleasant, N. J.	—	—	8" a 10"	1,8	6.000	14.200
Lancaster, Pa.		Empacadura de goma	16" a 18"	0,57	8.200 a 9.200	19.400 a 21.800
Lemoyne, Pa.	Alta		8" a 20"	20	10.000	23.660
Ewing-Lawrence, N. J.	90%		6" a 15"		3.100	7.330

Aguas de lluvia empotradas clandestinamente

Si bien en un sistema separado de aguas negras y aguas de lluvia, es de suponer que no se permitirá el empotramiento de aguas provenientes de los techos y patios interiores al sistema de aguas negras, la experiencia nos demuestra que esto no se logra en un 100 por 100 y que por el contrario existe un cierto porcentaje de viviendas que por ignorancia, negligencia o pequeñas ventajas económicas en la construcción de las instalaciones internas, empotran sus aguas de lluvia conjuntamente con las aguas servidas, incrementando por tanto los caudales de escurrimiento en los colectores cloacales.

Una de las investigaciones más demostrativas, a fin de determinar la importancia de este factor en la determinación del volumen de agua que penetra al sistema debido al empotramiento de aguas de lluvia, es el realizado por John C. Geyer y John J. Lentz¹² en varias comunidades, destacándose la de Pine Valley, Baltimore County, USA, que establece: «La influencia de la precipitación sobre el alcantarillado de aguas servidas puede observarse claramente en la curva que muestra el flujo para los días de máximo. La mayoría de los picos son atribuidos directamente a aguas de lluvia».

A continuación se presenta la curva, resultado de dicha investigación (Fig. II-5).

Más adelante, en el informe señalado, se dice: «Durante una lluvia en otra área, cuando la lluvia máxima horaria fue de 2,9 cm y la lluvia total diaria de 4,2 cm, el gasto en el colector pasó de 2,9 lt/sg antes de la lluvia a 51 lt/sg durante ella».

Estas consideraciones basadas en investigaciones realizadas en países con mejores controles, hace pensar que no se puede desestimar en el diseño el caudal que por empotramientos clandestinos de aguas de lluvia, escurre a los colectores de aguas negras. Es indudable que esta condición es variable para cada zona, dependiendo de las curvas pluviográficas

correspondientes, tanto en intensidad, duración y frecuencia. Un ejemplo muy sencillo de la magnitud del problema, se presenta en la investigación reportada¹²: «Una lluvia muy común de 3 pulg/h (7,0 cm/hora), cayendo sobre el techo de una casa de 30 x 20 pies (9 x 6 m), en la cual viven 4 personas, produce un caudal en la cañería de la edificación a una rata aproximada de 6.000 galones/persona/día (23 m³/día/persona).

Esto es 10 a 20 veces el flujo per cápita para el cual se diseñaría el colector para aguas negras solas. «Entonces es evidente, que un número relativamente pequeño de conexiones inapropiadas sobrecargarán los colectores cloacales durante lluvias intensas.»

También Fair, Geyer y Okun¹⁹ señalan «los sistemas de atarjeas sanitarias reciben los residuos suspendidos en el agua procedentes de habitaciones domésticas, establecimientos mercantiles e industriales, así como edificios e instituciones públicas. En adición entra agua subterránea por infiltración del sue-

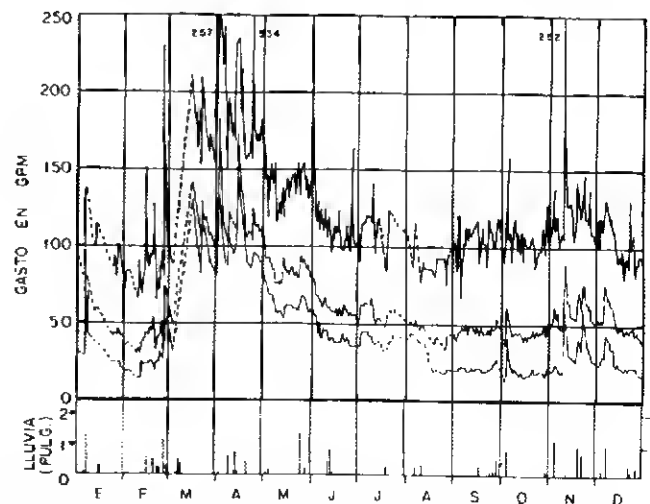


Fig. II-5.—Curva de variación de caudal en colector de aguas negras y su relación con lluvias simultáneas (PINE VALLEY, U.S.A.).

lo y frecuentemente también, aumentan el flujo los drenajes pluviales ilícitos y las fugas a través de las tapas de registros».

Más recientemente, Nogaj y Hollenbeck¹³ en investigación realizada con auspicios de U. S. Environmental Protection Agency realizaron estudios de investigación en sistemas separados de aguas negras en diversas ciudades, llegando a las siguientes conclusiones:

- El caudal máximo en un sistema separado de aguas servidas es una función de la intensidad de lluvias.
- La correlación estadística entre el $Q_{\text{máximo}}$ y la intensidad de lluvias es una relación de tipo exponencial. Esta relación es mayor cuando se usan lluvias de duración menores de 120 minutos, para determinar la correspondiente intensidad.
- El coeficiente de flujo que se incorpora al sistema de aguas servidas depende del tipo de posible fuente en la región (drenajes de patios, defectos de las tapas de las bocas de visita, sumideros y hoyas captadas directa o indirectamente conectadas a las cloacas, etc.)
- En un sistema separado de aguas servidas, sujeto a sobrecarga, el caudal máximo puede estimarse sin mediciones de esa rata en la actualidad.
- La técnica desarrollada en este estudio puede ser usada para evitar subestimaciones del caudal máximo y flujo total, de tal modo que puedan realizarse programas de rehabilitación efectiva de colectores cloacales.

El efecto que las aguas de lluvia caídas en el área investigada tienen sobre los colectores cloacales, se reflejan en la figura II-6.

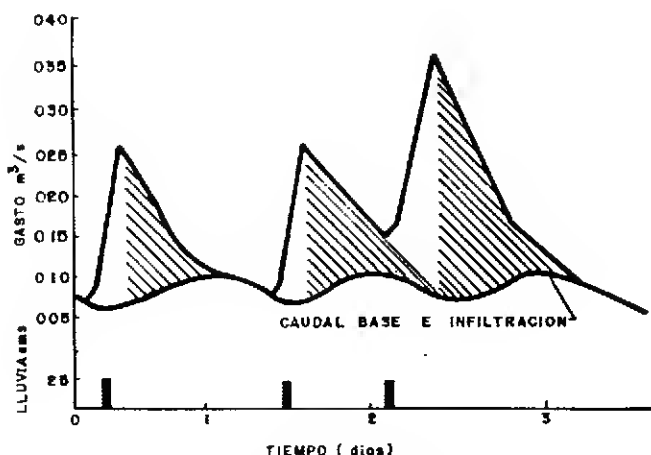


Fig. II-6.—Efecto típico de las aguas de lluvia sobre el caudal de aguas negras.

Los mismos autores, en el análisis estadístico realizado sobre 20 proyectos indican que para la estimación del caudal de aguas de lluvia que contribuye a las cloacas de aguas servidas en sistemas separados, la relación exponencial que mejor lo define es:

$$Q_r = a' \times i^b$$

siendo:

Q_r = Gasto pico.

a' = Coeficiente dependiendo de las características y cantidad de fuentes potenciales de penetración, localizadas en el área.

b = Coeficiente de gasto o relación del gasto pico a la rata de lluvia aplicable a la hoya en estudio.

Los cuadros II-3 y II-4, señalan valores para a' y b , de acuerdo a lo sugerido por Nogaj y Hollenbeck.

Otro reciente trabajo realizado por DeCoit, Denis; Tsugita, R.; y Petroff, R. C. en noviembre de 1981¹⁴, corrobora esta apreciación en el sentido del incremento de caudal de los colectores cloacales, inmediatamente después de ocurrencia de lluvias, como se evidencia en la figura II-7, resultado de esta investigación.

CUADRO II-3

VALORES DEL COEFICIENTE a' OBTENIDOS EN DIVERSAS CIUDADES

Ciudades	Mínimo	Máximo	Promedio
A	0,363	1,246	0,98
B	0,312	1,508	0,877
C	0,474	1,593	1,034
D	0,860	2,086	1,553
E	0,457	1,302	0,899

CUADRO II-4

VALORES DEL COEFICIENTE b , PARA LAS FUENTES DE PENETRACION DE AGUAS DE LLUVIA A COLECTORES CLOCALES

Tipo de fuente	Coeficiente b
Drenaje de fundaciones, sumideros sanitarios defectuosos, conexiones indirectas de aguas de lluvia	0,3-0,6
Defectos en las tapas de las bocas de visita, sumideros de aguas de lluvia, combinación de conexiones directas e indirectas	0,6-1,2
Conexiones directas de aguas de lluvia	1,2-2,0

lo y frecuentemente también, aumentan el flujo los drenajes pluviales ilícitos y las fugas a través de las tapas de registros».

Más recientemente, Nogaj y Hollenbeck¹³ en investigación realizada con auspicios de U. S. Environmental Protection Agency realizaron estudios de investigación en sistemas separados de aguas negras en diversas ciudades, llegando a las siguientes conclusiones:

- El caudal máximo en un sistema separado de aguas servidas es una función de la intensidad de lluvias.
- La correlación estadística entre el $Q_{\text{máximo}}$ y la intensidad de lluvias es una relación de tipo exponencial. Esta relación es mayor cuando se usan lluvias de duración menores de 120 minutos, para determinar la correspondiente intensidad.
- El coeficiente de flujo que se incorpora al sistema de aguas servidas depende del tipo de posible fuente en la región (drenajes de patios, defectos de las tapas de las bocas de visita, sumideros y hoyas captadas directa o indirectamente conectadas a las cloacas, etc.)
- En un sistema separado de aguas servidas, sujeto a sobrecarga, el caudal máximo puede estimarse sin mediciones de esa rata en la actualidad.
- La técnica desarrollada en este estudio puede ser usada para evitar subestimaciones del caudal máximo y flujo total, de tal modo que puedan realizarse programas de rehabilitación efectiva de colectores cloacales.

El efecto que las aguas de lluvia caídas en el área investigada tienen sobre los colectores cloacales, se reflejan en la figura II-6.

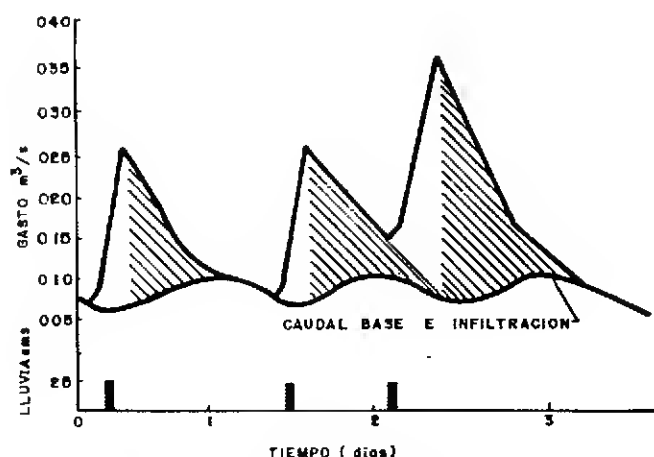


Fig. II-6.—Efecto típico de las aguas de lluvia sobre el caudal de aguas negras.

Los mismos autores, en el análisis estadístico realizado sobre 20 proyectos indican que para la estimación del caudal de aguas de lluvia que contribuye a las cloacas de aguas servidas en sistemas separados, la relación exponencial que mejor lo define es:

$$Q_r = a' \times i^b$$

siendo:

Q_r = Gasto pico.

a' = Coeficiente dependiendo de las características y cantidad de fuentes potenciales de penetración, localizadas en el área.

b = Coeficiente de gasto o relación del gasto pico a la rata de lluvia aplicable a la hoya en estudio.

Los cuadros II-3 y II-4, señalan valores para a' y b , de acuerdo a lo sugerido por Nogaj y Hollenbeck.

Otro reciente trabajo realizado por DeCoit, Denis; Tsugita, R.; y Petroff, R. C. en noviembre de 1981¹⁴, corrobora esta apreciación en el sentido del incremento de caudal de los colectores cloacales, inmediatamente después de ocurrencia de lluvias, como se evidencia en la figura II-7, resultado de esta investigación.

CUADRO II-3

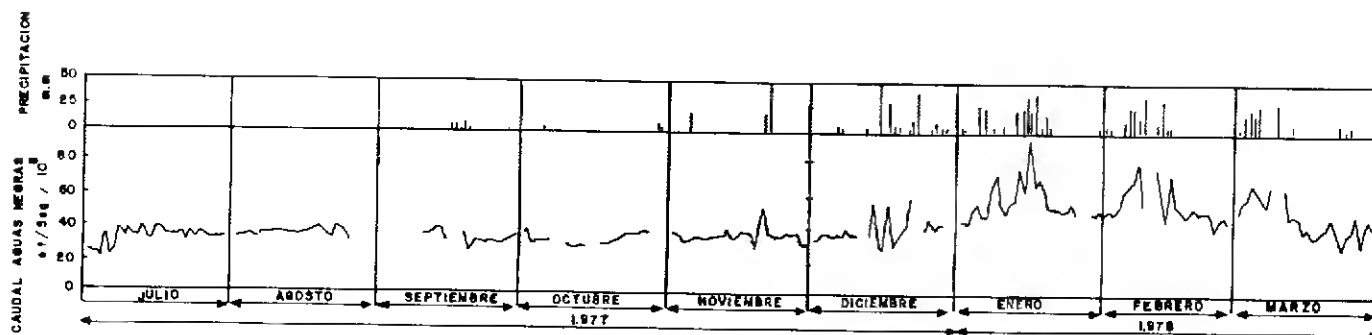
VALORES DEL COEFICIENTE a' OBTENIDOS EN DIVERSAS CIUDADES

Ciudades	Mínimo	Máximo	Promedio
A	0,363	1,246	0,98
B	0,312	1,508	0,877
C	0,474	1,593	1,034
D	0,860	2,086	1,553
E	0,457	1,302	0,899

CUADRO II-4

VALORES DEL COEFICIENTE b , PARA LAS FUENTES DE PENETRACION DE AGUAS DE LLUVIA A COLECTORES CLOCALES

Tipo de fuente	Coeficiente b
Drenaje de fundaciones, sumideros sanitarios defectuosos, conexiones indirectas de aguas de lluvia	0,3-0,6
Defectos en las tapas de las bocas de visita, sumideros de aguas de lluvia, combinación de conexiones directas e indirectas	0,6-1,2
Conexiones directas de aguas de lluvia	1,2-2,0



RELACION ENTRE LLUVIAS Y CAUDAL AFORADO EN COLECTOR DE AGUAS NEGRAS
JULIO 1977 - MARZO 1978

Fig. II-7.—Incremento del caudal en colectores de aguas negras, por empotramiento de aguas pluviales.

En vista de que resulta impráctico mantener un inspector permanente en cada construcción, habrá que admitir en el diseño una capacidad para recibir estos aportes; cantidad que estará determinada por el conocimiento del área, grado de desarrollo cívico, volumen y confiabilidad de la inspección para minimizar el problema.

En este sentido, vale la pena transcribir los artículos V-6 y V-7 de las antiguas «Normas de proyectos, construcción, operación y mantenimiento de los servicios de cloacas», del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, edición 1965¹⁵, la cual establece: V-6. «Para el cálculo de las aguas de lluvias que provienen de malos empotramientos se tomará en cuenta la intensidad de aquéllas, pero no se hará rebaja por el retardo del escurrimiento. La superficie de las casas en conexión a las cloacas se determinará por estudio de manzanas típicas o representativas.»

Es de señalar, asimismo, que los organismos de permisiología del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social también han mantenido el criterio de considerar los porcentajes de viviendas establecidos en el cuadro II-5 por empotramientos clandestinos de aguas de lluvia, para efectos de diseño.

Si bien es verdad que las Normas INOS¹, «Normas o Instructivos para el proyecto de alcantarillado», no incluye factor alguno por malos empotramientos, contempla en el artículo 3.13 lo siguiente:

«Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, según se indica en el artículo 3.7, la suma de los mismos multiplicada por 2, dará el gasto unitario de cálculo de las aguas servidas.»

Aunque algunos han interpretado que está allí incluida la contribución por malos empotramientos, el autor considera, sin embargo, que ello equivaldría a considerar que la frecuencia e intensidad de lluvias no tiene efecto en las diversas regiones del país, puesto que toma un valor constante para todas, por lo cual estimo debe incluirse un factor variable para estimar la magnitud del caudal por tal concepto.

En las páginas siguientes se presentan las curvas de intensidad-duración-frecuencia, para las 18 regiones pluviográficas de Venezuela, tomadas del Manual de drenaje del Ministerio de Obras Públicas¹⁶, las cuales pueden ser útiles en esta estimación (Figs. II-8 a II-25).

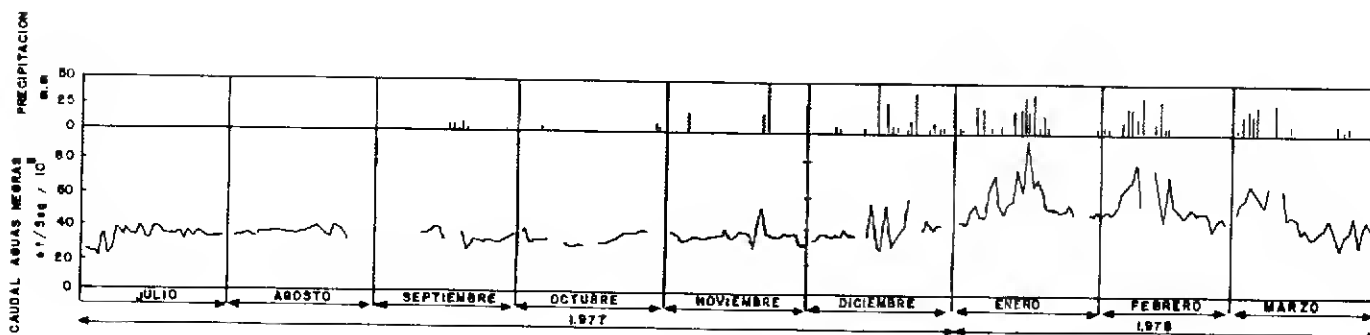
CUADRO II-5 (INOS)¹⁴

V-7. EL PORCENTAJE DE CASAS CON MALOS EMPOTRAMIENTOS SE APRECIARA DEL SIGUIENTE MODO:

Extensión de la hoya servida (ha)	% de casas con malos empotramientos
1 a 10	3
10 o más	2

A fin de determinar los caudales de diseño de un sistema separado de aguas negras, se presentan ejemplos con aplicación de los dos criterios, que para fines prácticos denominaremos:

- Criterio SAS-INOS, y
- Criterio INOS;



RELACION ENTRE LLUVIAS Y CAUDAL AFORADO EN COLECTOR DE AGUAS NEGRAS
JULIO 1977 - MARZO 1978

Fig. II-7.—Incremento del caudal en colectores de aguas negras, por empotramiento de aguas pluviales.

En vista de que resulta impráctico mantener un inspector permanente en cada construcción, habrá que admitir en el diseño una capacidad para recibir estos aportes; cantidad que estará determinada por el conocimiento del área, grado de desarrollo cívico, volumen y confiabilidad de la inspección para minimizar el problema.

En este sentido, vale la pena transcribir los artículos V-6 y V-7 de las antiguas «Normas de proyectos, construcción, operación y mantenimiento de los servicios de cloacas», del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, edición 1965¹⁵, la cual establece: V-6. «Para el cálculo de las aguas de lluvias que provienen de malos empotramientos se tomará en cuenta la intensidad de aquéllas, pero no se hará rebaja por el retardo del escurrimiento. La superficie de las casas en conexión a las cloacas se determinará por estudio de manzanas típicas o representativas.»

Es de señalar, asimismo, que los organismos de permisiología del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social también han mantenido el criterio de considerar los porcentajes de viviendas establecidos en el cuadro II-5 por empotramientos clandestinos de aguas de lluvia, para efectos de diseño.

Si bien es verdad que las Normas INOS¹, «Normas o Instructivos para el proyecto de alcantarillado», no incluye factor alguno por malos empotramientos, contempla en el artículo 3.13 lo siguiente:

«Una vez calculados los gastos unitarios correspondientes a los distintos aportes de las aguas servidas, según se indica en el artículo 3.7, la suma de los mismos multiplicada por 2, dará el gasto unitario de cálculo de las aguas servidas.»

Aunque algunos han interpretado que está allí incluida la contribución por malos empotramientos, el autor considera, sin embargo, que ello equivaldría a considerar que la frecuencia e intensidad de lluvias no tiene efecto en las diversas regiones del país, puesto que toma un valor constante para todas, por lo cual estimo debe incluirse un factor variable para estimar la magnitud del caudal por tal concepto.

En las páginas siguientes se presentan las curvas de intensidad-duración-frecuencia, para las 18 regiones pluviográficas de Venezuela, tomadas del Manual de drenaje del Ministerio de Obras Públicas¹⁶, las cuales pueden ser útiles en esta estimación (Figs. II-8 a II-25).

CUADRO II-5 (INOS)¹⁴

V-7. EL PORCENTAJE DE CASAS CON MALOS EMPOTRAMIENTOS SE APRECIARA DEL SIGUIENTE MODO:

Extensión de la hoya servida (ha)	% de casas con malos empotramientos
1 a 10	3
10 o más	2

A fin de determinar los caudales de diseño de un sistema separado de aguas negras, se presentan ejemplos con aplicación de los dos criterios, que para fines prácticos denominaremos:

- Criterio SAS-INOS, y
- Criterio INOS;

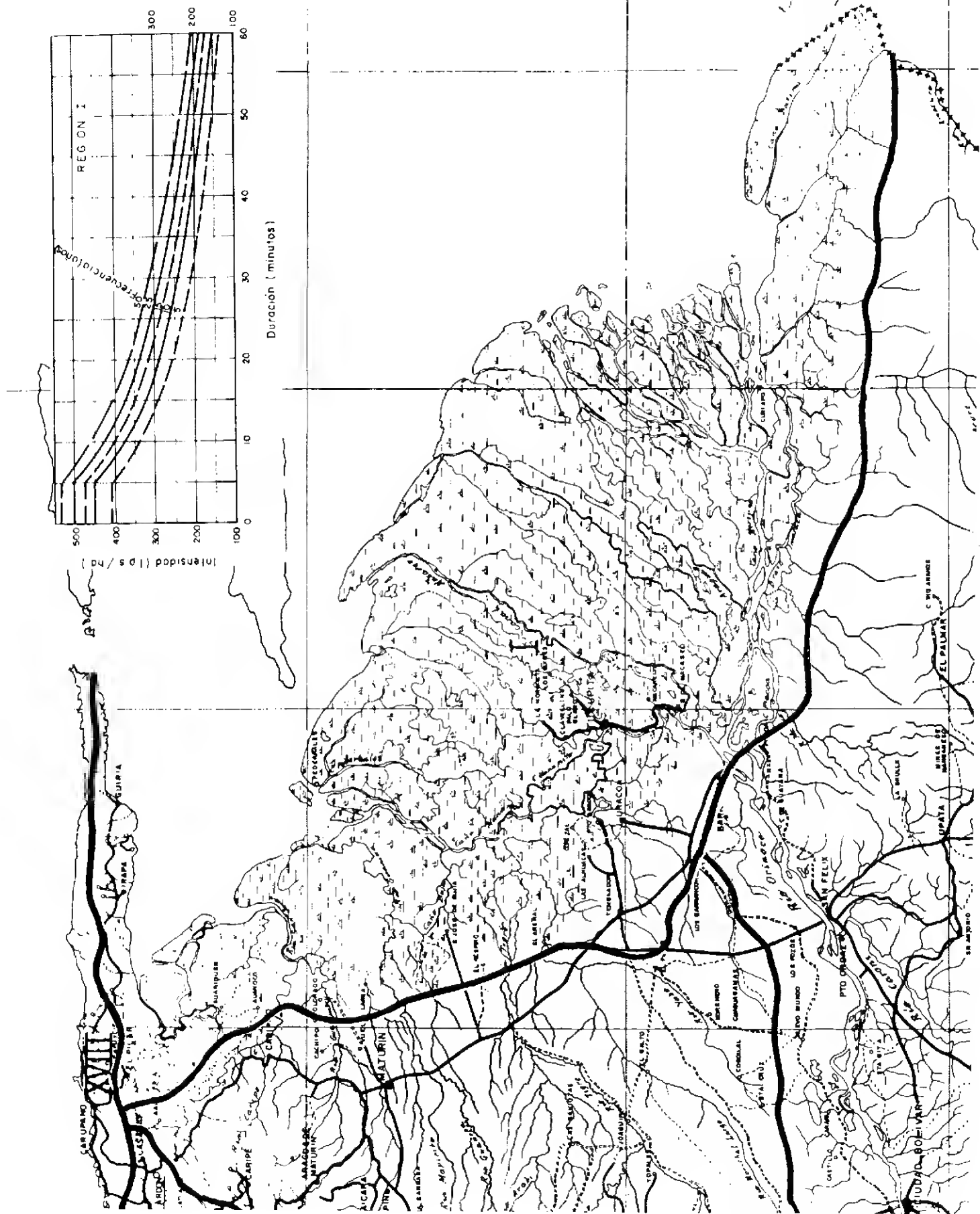


Fig. 11-8.—Región I. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

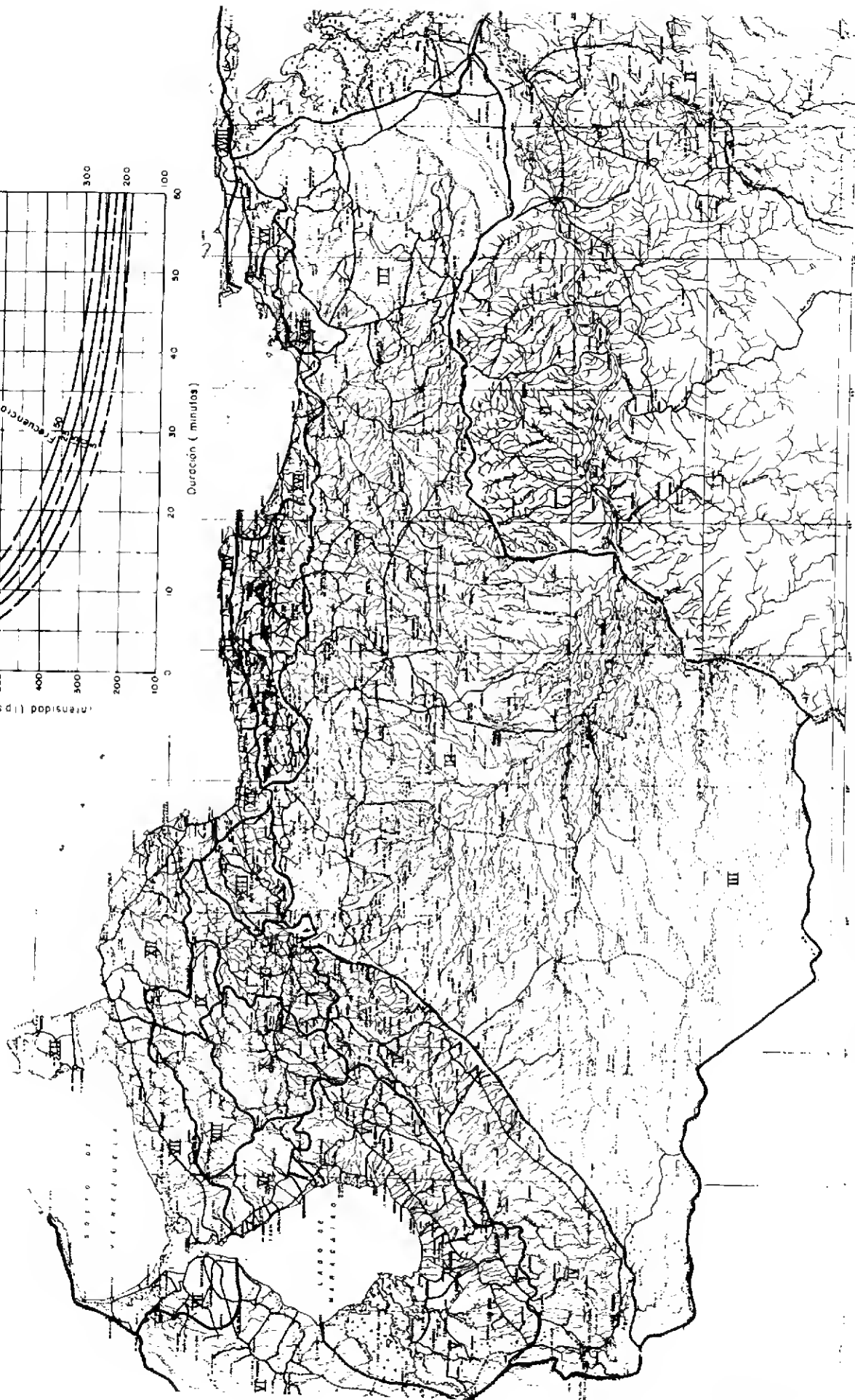
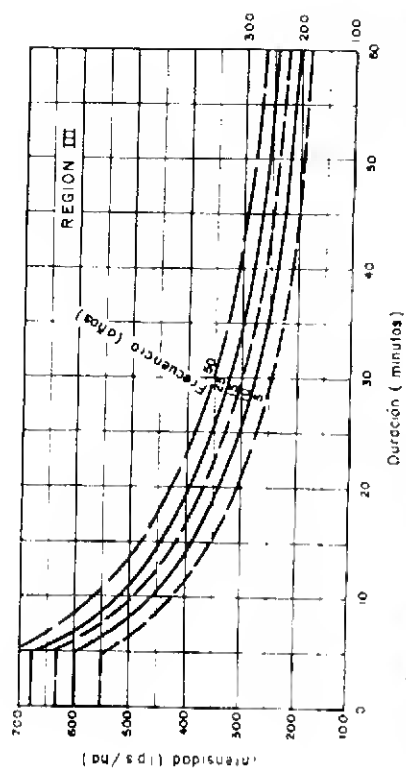


Fig. 11-10.—Región III. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

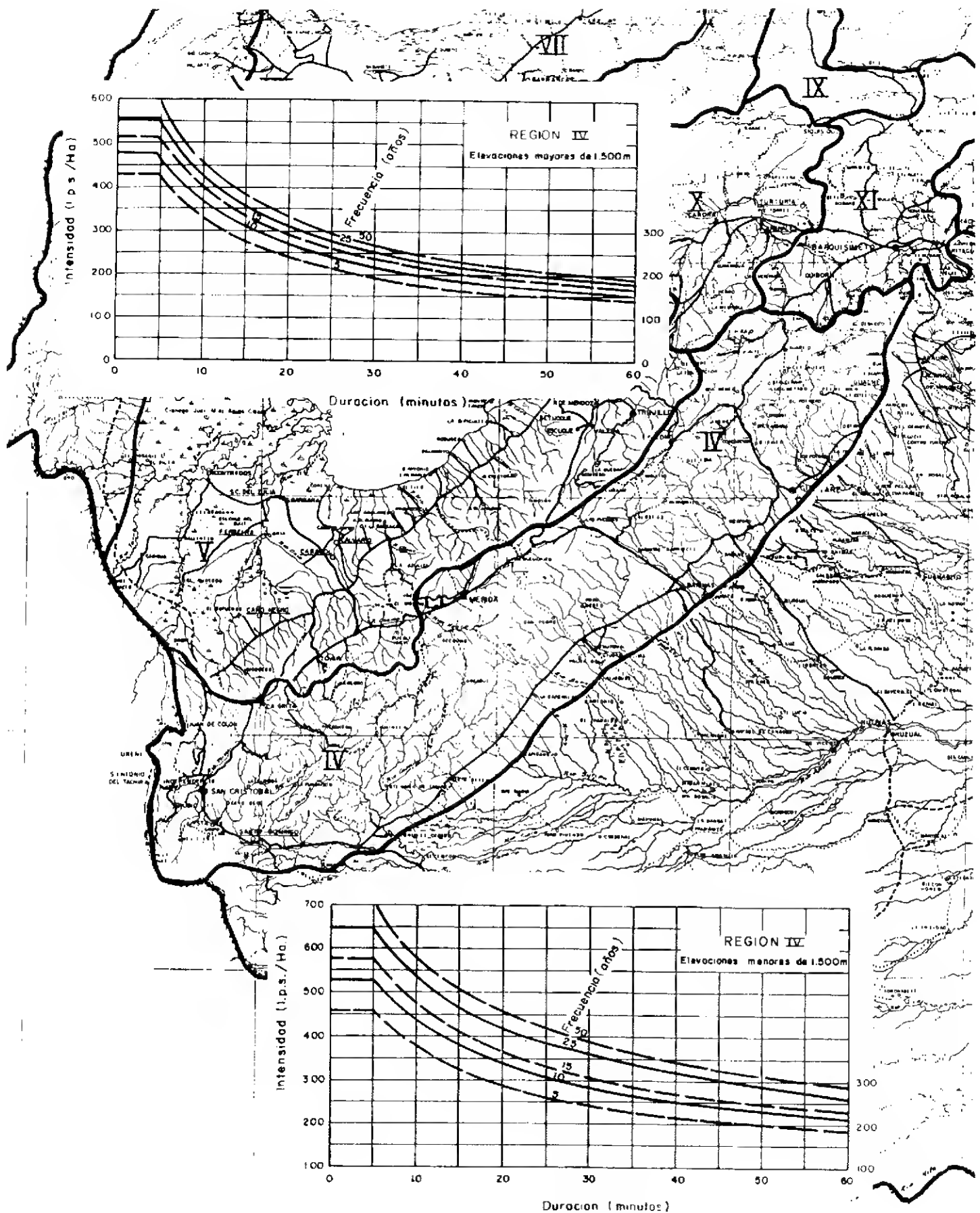


Fig. 11-11.—Región IV. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

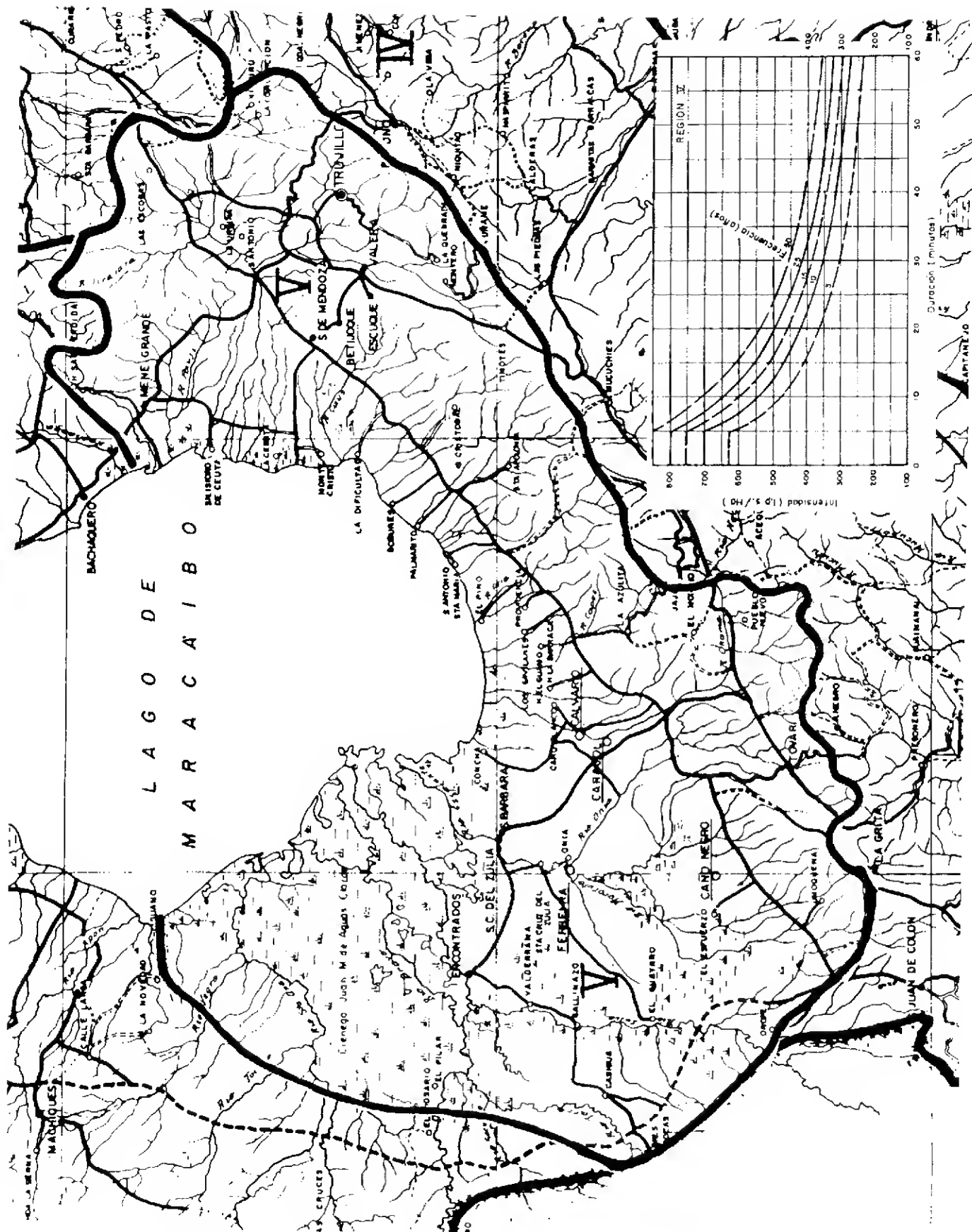


Fig. II-12.—Región V. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

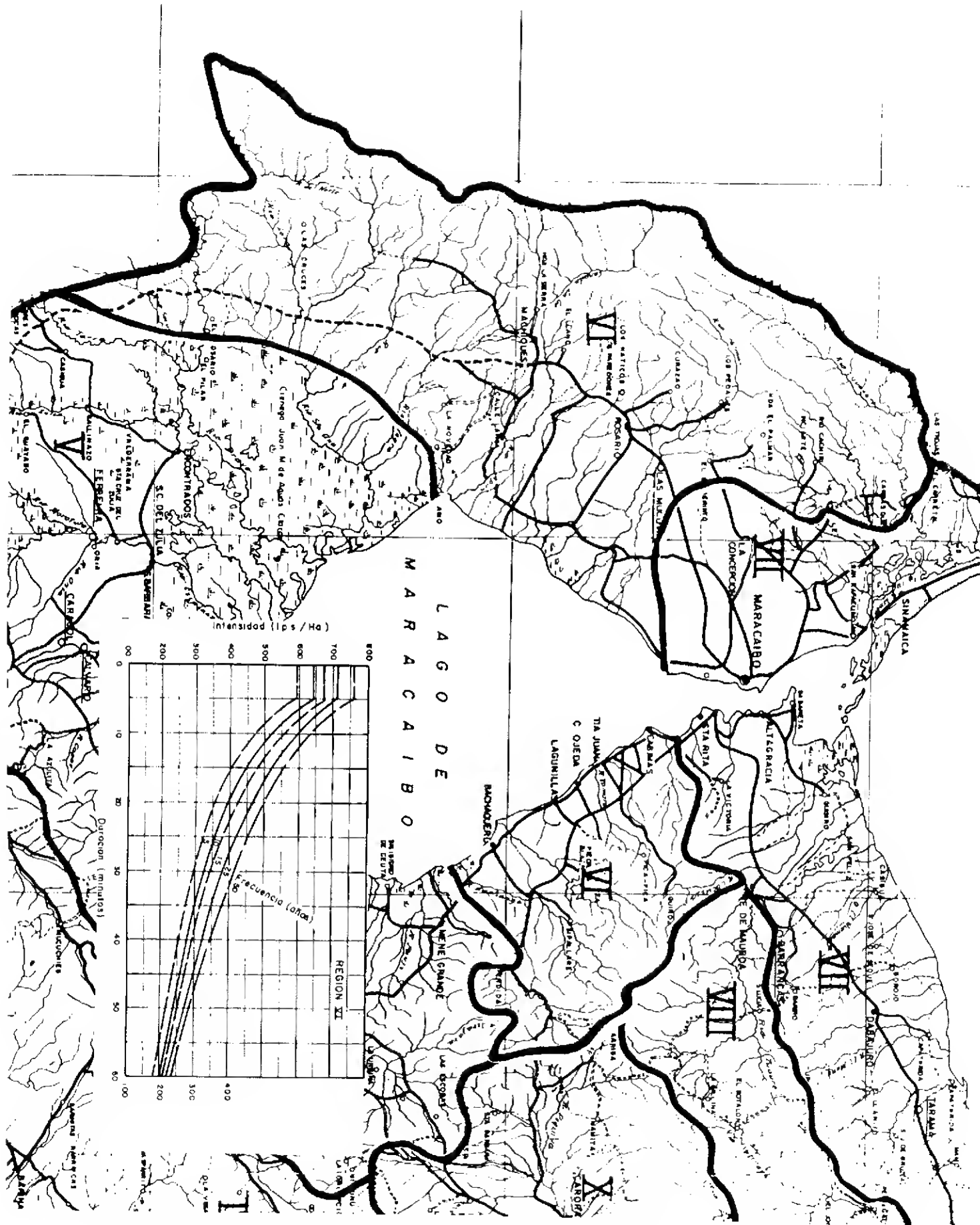


Fig. II-13.—Región VI. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

710

710

720

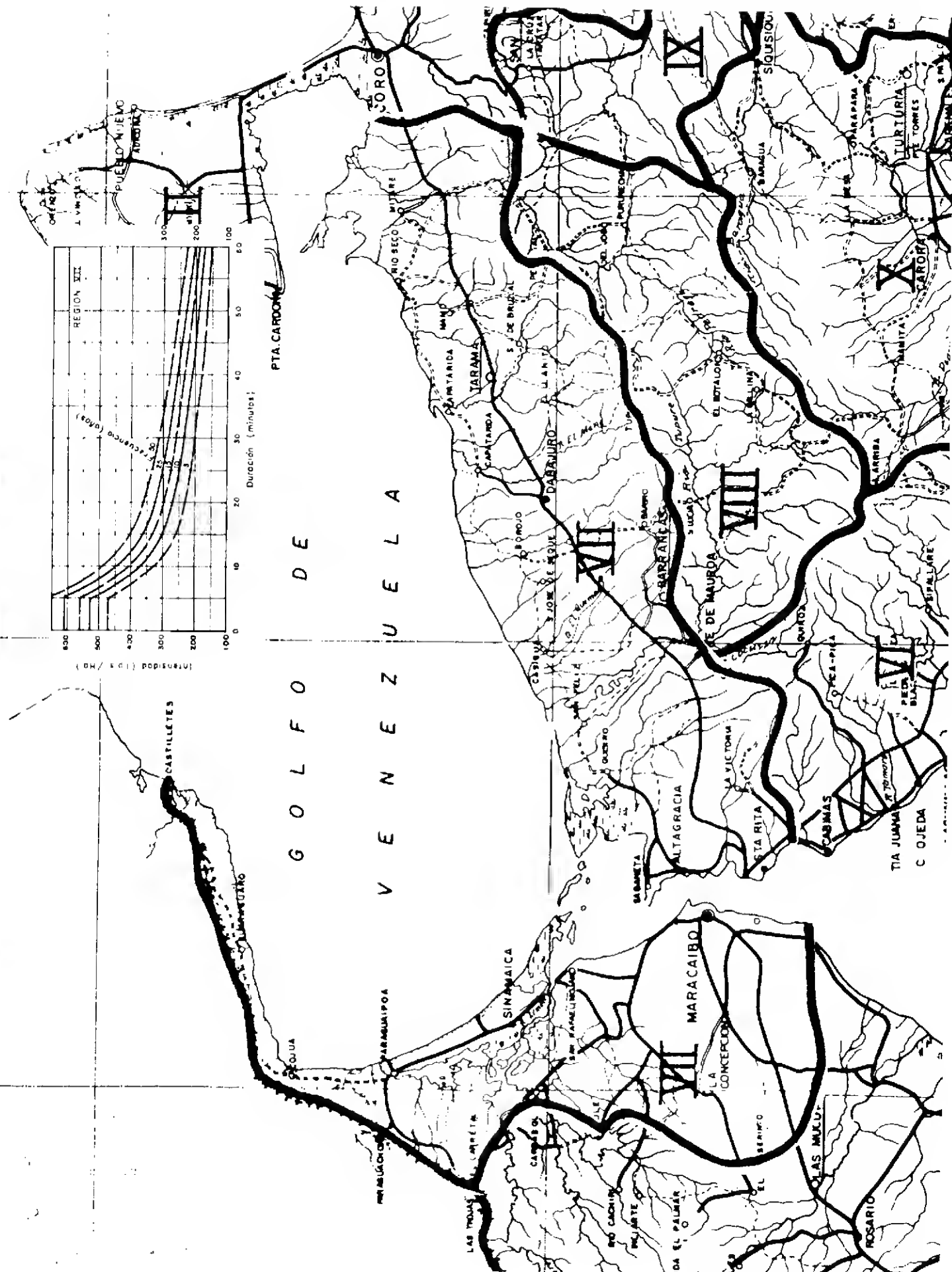


Fig. II-14.—Región VII. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

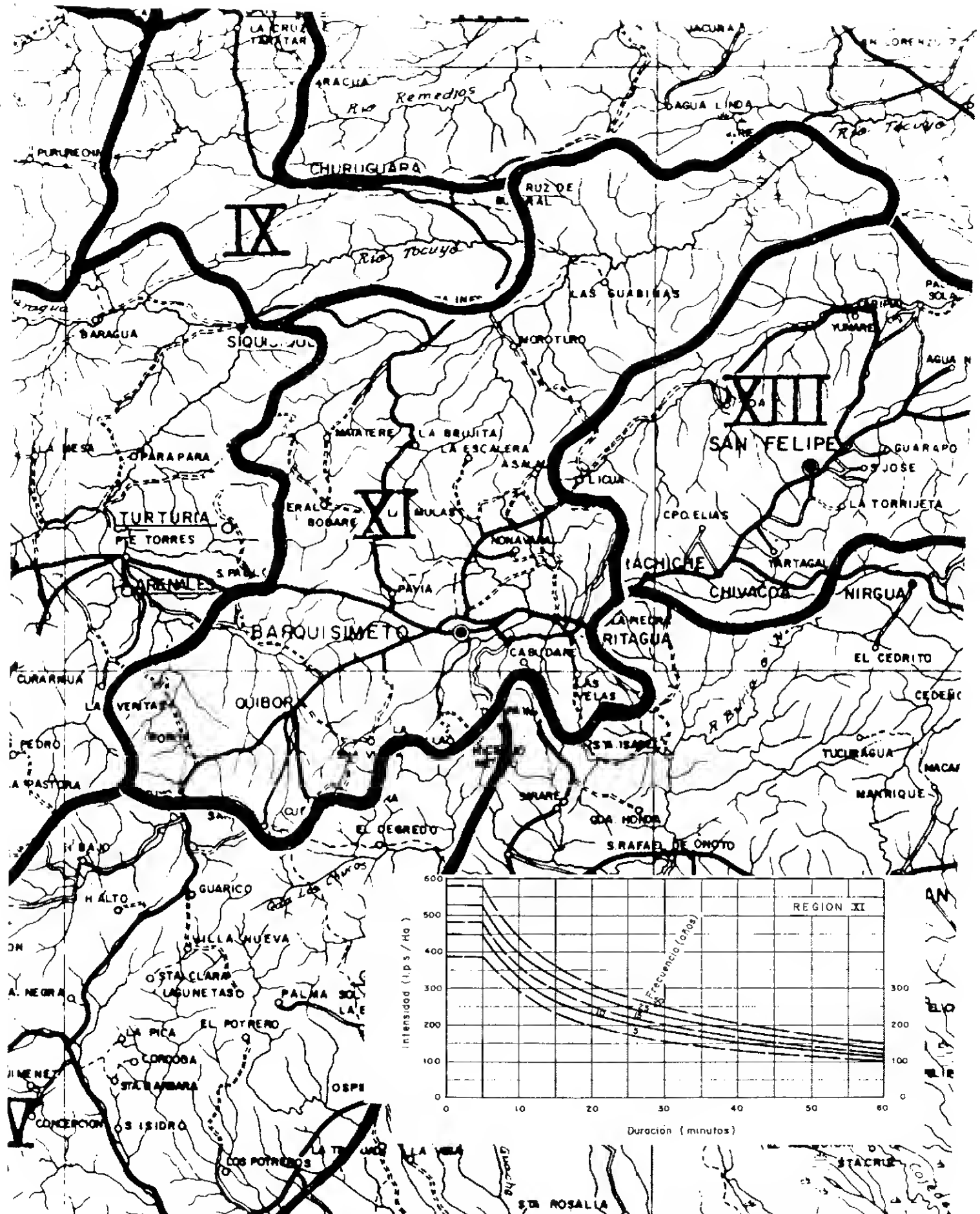


Fig. 11-18.—Región XI. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).



Fig. 11-19.—Región XII. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

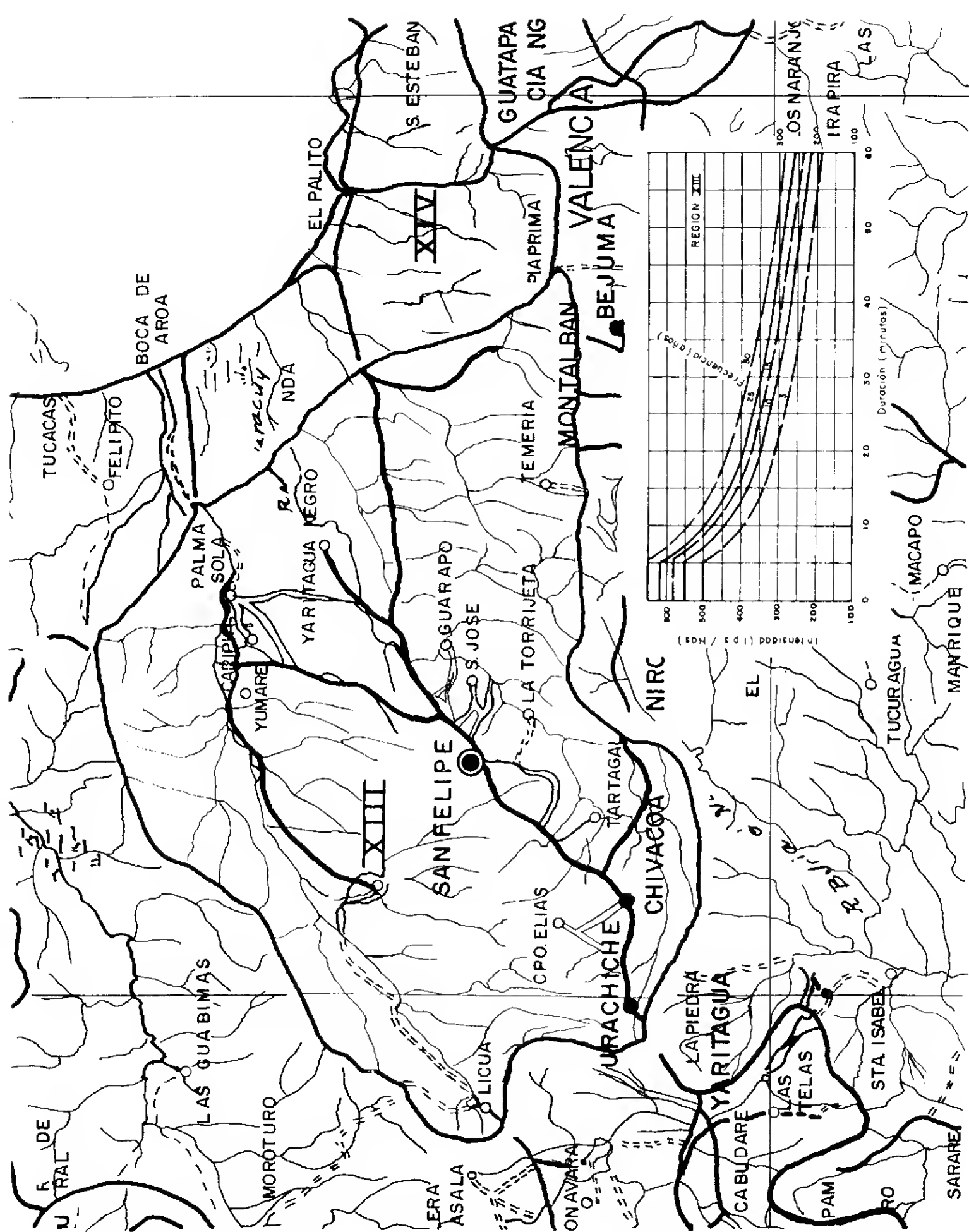


Fig. 11-20.—Región XIII. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

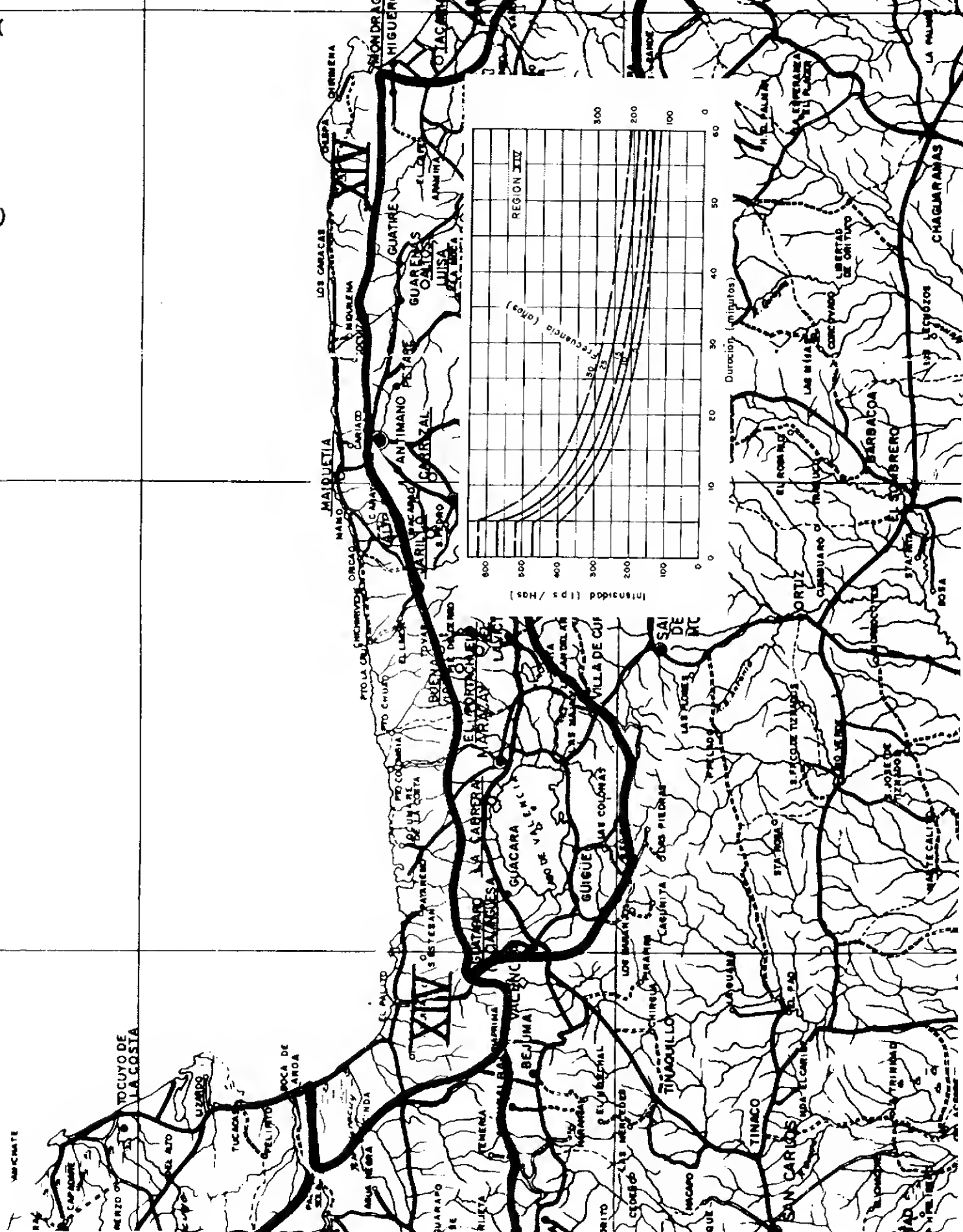


Fig. II-21.—Región XIV. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

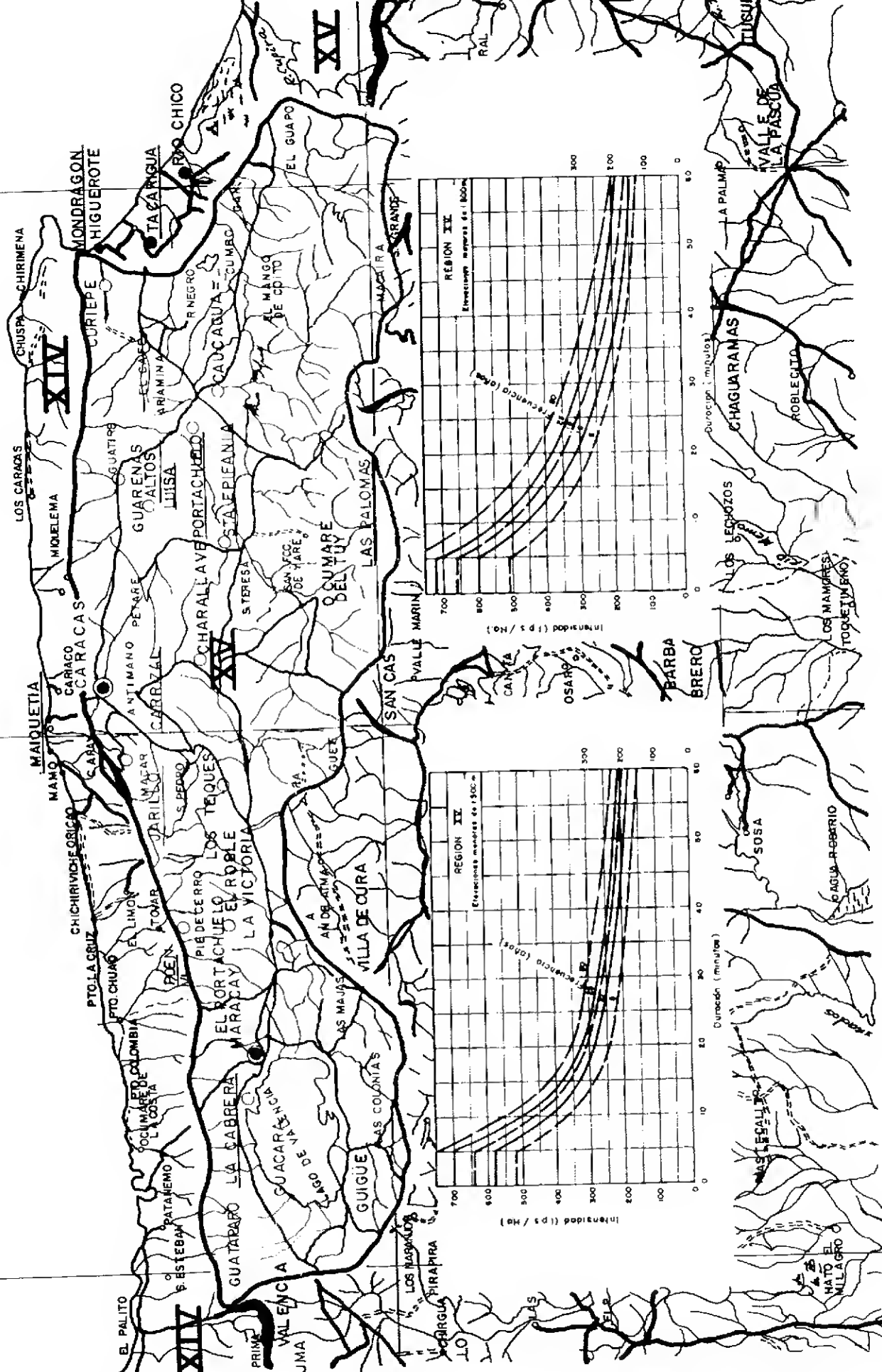
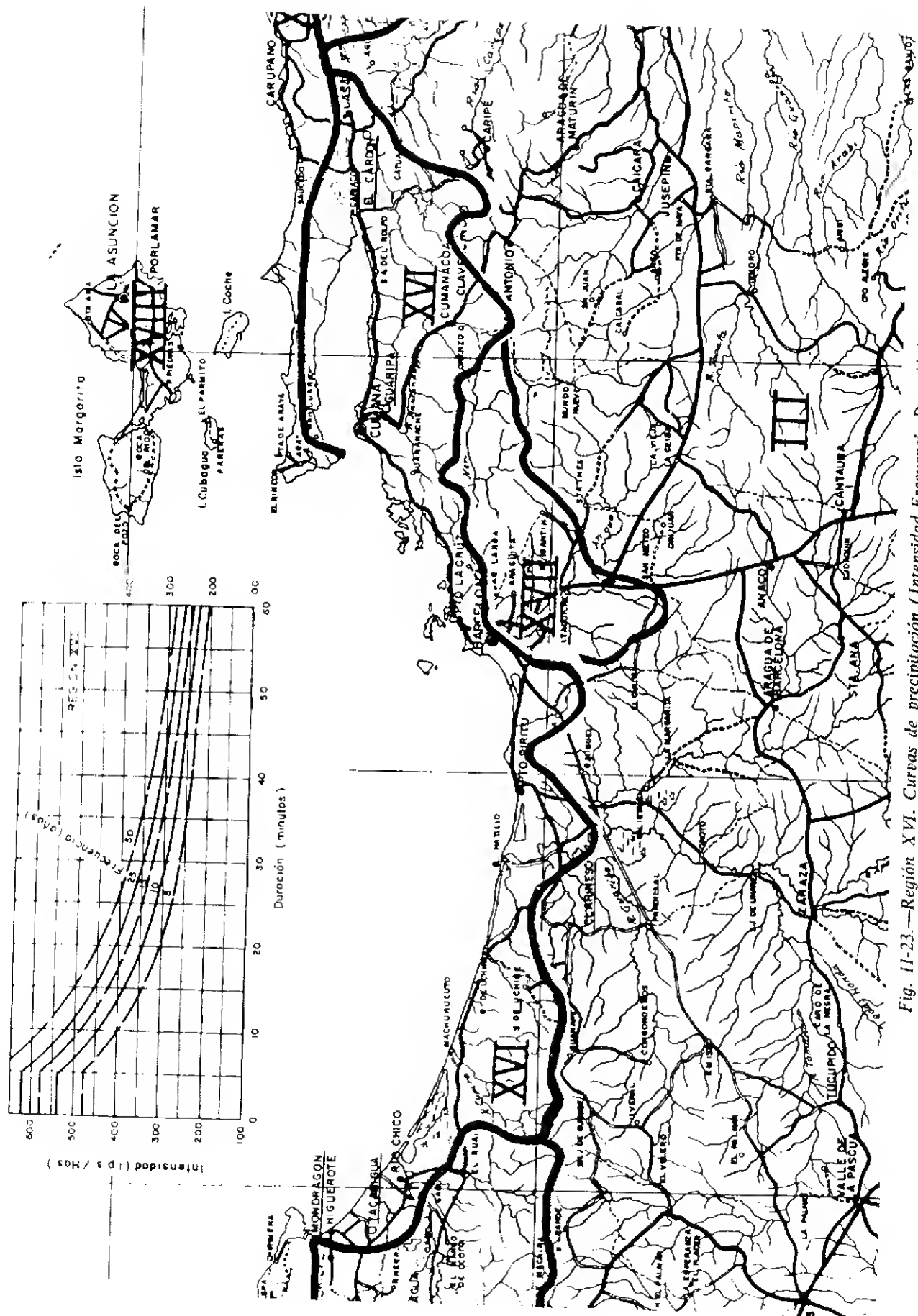


Fig. II-22.—Región XV. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).



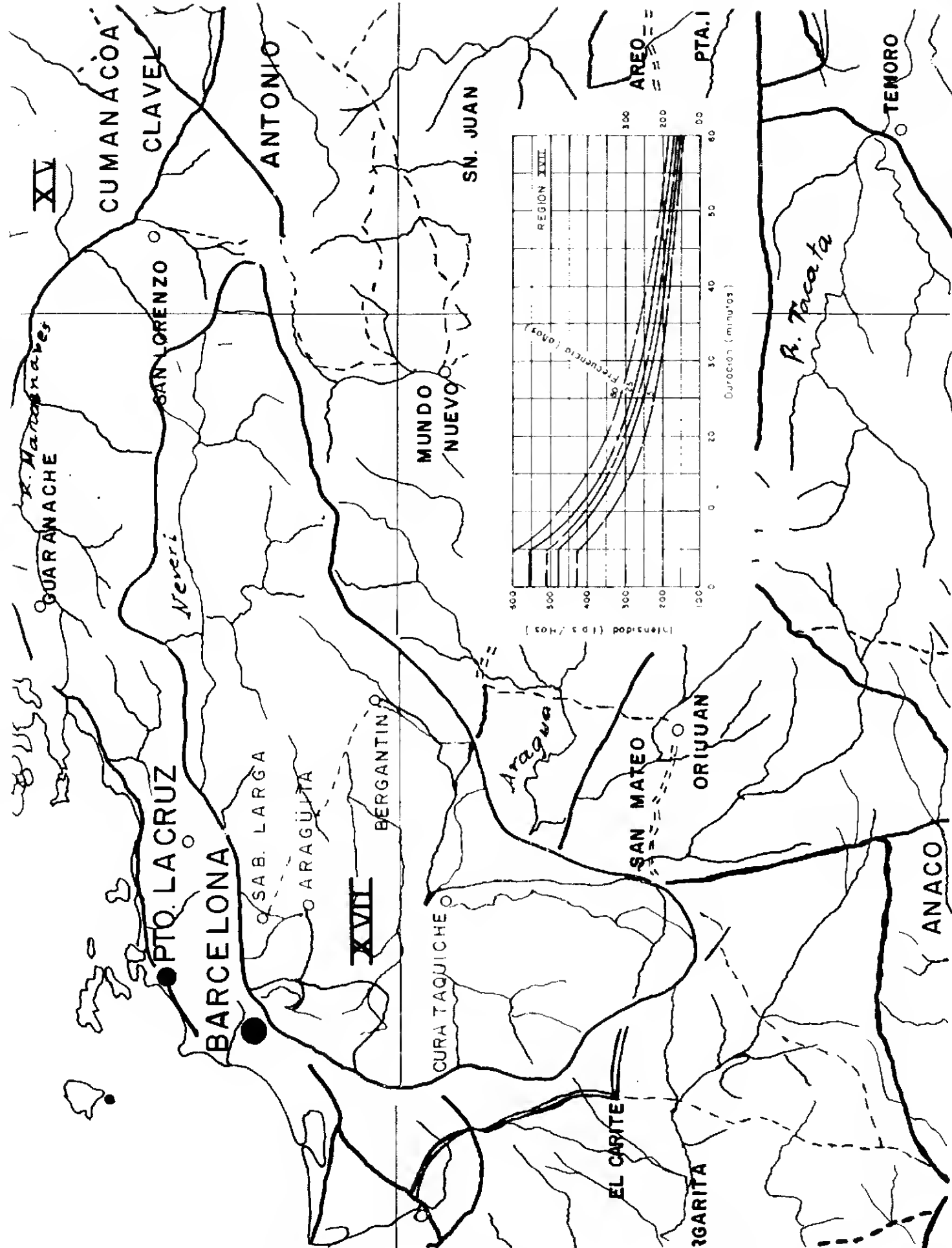


Fig. II-24.—Región XVII. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

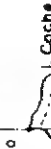


Fig. 11-25.—Region XVIII. Curvas de precipitación (Intensidad-Frecuencia-Duración).

Ejemplo

Una urbanización de la ciudad de Caracas, puramente residencial, tiene una dotación que de acuerdo a las Normas Sanitarias corresponde a un consumo medio de 5,94 lt/sg, presentando las siguientes características:

Arca total	= 10,50 Ha.
Densidad	= 175 hab/hab.
Curva de frecuencia lluvias	= 10.
Tiempo de duración	= 15 minutos.
Intensidad	= 280 lt/sg/Ha.
Coefficiente Imper. medio	= 0,55
Area de vivienda	= 6,8 Ha.
Infiltración	= 20.000 lt/km/día.
Longitud de colectores	= 4 km.
K_2	= 2,50.
R	= 0,80.
K	= 1,50.

a) Criterio SAS-INOS

1. Aporte proveniente del acueducto.

Usaremos el factor $K_2 = 2,50$ (de uso frecuente para la ciudad de Caracas, como factor del consumo máximo horario)

$$Q_1 = 2,50 \times 5,94 = 14,85 \text{ lt/sg}$$

2. Aporte por infiltración.

Se asumirá el límite fijado por Normas INOS

$$K_i = 20.000 \text{ lt/km/día}$$

$$Q_2 = \frac{20.000 \times 4}{86.400} = 0,93 \text{ lt/sg}$$

3. Aporte por malos empotramientos.

Se asumirá un 2 por 100 del área mal empotrada,

$$Q_3 = 0,02 \times 0,55 \times 280 \times 6,8 = 20,94 \text{ lt/sg}$$

$$Q \text{ diseño} = 14,85 + 0,93 + 20,94 = 36,72 \text{ lt/sg.}$$

b) Criterio INOS

1. Aporte por aguas negras domiciliarias

$$K = 1,50 \text{ (ciudad de Caracas)}$$

$$R = 0,80$$

$$Q_1 = 1,50 \times 5,94 \times 0,80 = 7,13 \text{ lt/sg}$$

2. Aporte por aguas industriales = 0.
3. Aporte por aguas de origen comercial = 0.
4. Aporte por aguas de origen institucional = 0.
5. Infiltración (igual que el calculado según el criterio (a))

$$Q_5 = 0,93 \text{ lt/sg}$$

Gasto de diseño:

$$Q_d = 2 (7,13 + 0,93) = 16,12 \text{ lt/sg}$$

Se observa una gran discrepancia entre los dos criterios, lo cual representa una diferencia del 128 por 100, al no considerar un valor específico por malos empotramientos.

Ejemplo

Un desarrollo urbanístico que contempla áreas residenciales, comerciales e industriales, presenta las siguientes características:

Consumo medio residencial	= 46,57 lt/sg.
Consumo industrial	= 34,89 lt/sg.
Consumo comercial	= 3,70 lt/sg.
Consumo institucional	= 1,76 lt/sg.
Area neta a servir	= 47 Ha.
Coefficiente medio de imp.	= 0,44.
Longitud de colectores	= 9,7 km.
Curva de frecuencia de lluvias	= 5.
Tiempo	= 15 minutos.
Intensidad	= 250 lt/sg/ha.

a) Criterio SAS-INOS

1. Aporte proveniente del acueducto

$$Q_{\text{medio}} \text{ residencial} = 46,57$$

$$Q_{\text{medio}} \text{ industrial} = 34,89$$

$$Q_{\text{medio}} \text{ comercial} = 3,70$$

$$Q_{\text{medio}} \text{ institucional} = 1,76$$

$$Q_{\text{total}} = 86,92$$

$$Q_1 = 2,6 \times 86,92 = 225,99 \text{ lt/sg}$$

2. Aporte por infiltración

$$\text{Longitud de colectores} = 9,7 \text{ km.}$$

$$K_i = 20.000 \text{ lt/km/día.}$$

$$Q_2 = \frac{20.000 \times 9,7}{86.400} = 2,25 \text{ lt/sg.}$$

3. Aporte por malos empotramientos:
 $C = \text{Coef. de impermeabilidad media} = 0,44.$
 $f = 5 \text{ años } t = 15 \text{ m } i = 250 \text{ lt/Ha.}$
 $\text{Area} = 47 \text{ Ha} \quad 2 \text{ por } 100 \text{ del área.}$
 $Q_3 = 0,02 \times 0,44 \times 250 \times 47 = 103,4 \text{ lt/sg.}$
 $Q_{\text{diseño}} = 225,90 + 2,25 + 103,4 = 331,64 \text{ lt/sg.}$
 $Q_{\text{unitario}} = 7,06 \text{ lt/sg/11a.}$

b) Criterio INOS

1. Aporte de aguas negras domiciliarias

$$\text{Población estimada} = \frac{46,57 \times 86.400}{250} = 16.000 \text{ hab.}$$

Luego elegimos $K = 3,0$

$$Q_1 = 30 \times 0,80 \times 46,57 = 111,77 \text{ lt/sg.}$$

2. Aporte por aguas de origen industrial

$$Q_2 = 34,89 \text{ lt/sg.}$$

3. Aporte por aguas de origen comercial

$$Q_3 = 0,80 \times 3,70 = 2,96 \text{ lt/sg.}$$

4. Aporte por aguas de origen institucional

$$Q_4 = 0,80 \times 1,76 = 1,41 \text{ lt/sg.}$$

5. Aporte por infiltración

$$Q_5 = 2,25 \text{ lt/sg (igual que el caso a).}$$

Gasto de diseño

$$Q_d = 2(111,77 + 34,89 + 2,96 + 1,41) = 306,56 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{unitario}} = \frac{306,56}{47} = 6,52 \text{ lt/sg/Ha.}$$

También en este caso, el gasto de diseño resultó ser mayor cuando se aplica el criterio que considera un factor específico por empotramiento de aguas de lluvia, a pesar de que se ha sido conservador, al considerar una lluvia de frecuencia baja como es la de frecuencia 5 y sólo se está tomando un 2 por 100 de las casas como mal empotradas.

Esto hace suponer que en diversas ocasiones, los colectores pueden estar trabajando sobrecargados, si no se hacen las previsiones aconsejables para considerar los aportes por aguas de lluvia empotradas clandestinamente al sistema de aguas negras.

En la fotografía (Fig. II-26) se observa una boca de visita de un colector de aguas negras, desbordándose poco después de una lluvia ocurrida en un sec-

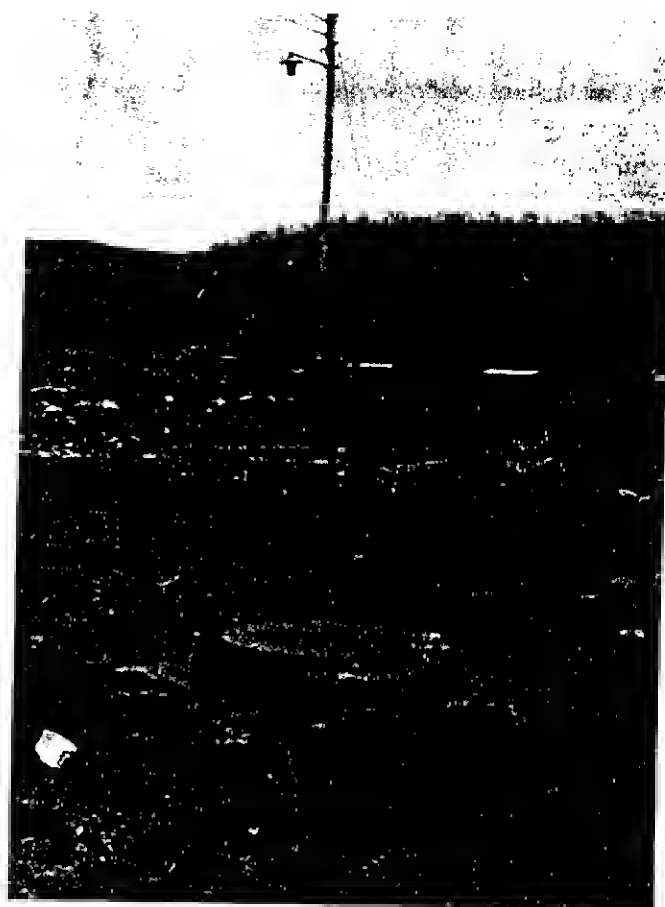


Fig. II-26.—Boca de visita de aguas negras desbordada por empotramientos clandestinos. Puerto La Cruz, Edo. Anzoátegui, Venezuela.

tor de Puerto La Cruz (Edo. Anzoátegui, Venezuela), que evidencia la existencia de empotramientos de aguas de lluvia a los colectores de aguas negras.

En virtud de esta imprecisión en la determinación del gasto real de flujo en un colector de aguas negras, el autor considera recomendable que su diseño no se haga para trabajar a sección plena, proveyéndose así capacidad para atender situaciones no previstas.

En este mismo sentido, el Manual de Diseño y construcción del alcantarillado de la W.P.C.⁷³ señala: «Muchos proyectistas preveen un factor de seguridad en el diseño de colectores cloacales, de forma tal que conductos hasta 12" a 15" de diámetro no fluyan con un tirante de agua mayor de la mitad para el gasto máximo de flujo. Colectores de mayor diámetro pueden ser diseñados para fluir desde medio lleno hasta 7/10 del diámetro para colectores de 30" y mayores. El grado de conservatismo con el cual los picos de diseño se establezcan puede afectar la selección de la profundidad del flujo. Es deseable evitar la condición de colectores cloacales fluyendo a sección plena, por razones de ventilación.»

PERIODO DE DISEÑO

Entendiendo por «Período de diseño, el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por 100, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la resistencia física de las instalaciones»⁷, en el caso de colectores cloacales, éste debe ser cuidadosamente seleccionado, ya que la imprecisión en la determinación de los aportes, aunados a períodos de diseño inadecuados puede resultar en limitaciones de desarrollo para nuevas áreas o nuevas zonificaciones, o bien en un gran incremento de costos por amortización de colectores.

En el caso de colectores principales, un período de diseño entre 40 y 50 años se puede considerar aconsejable, en virtud de los inconvenientes y costos de ampliaciones para recibir caudales mayores.

Las tuberías secundarias hasta 15 pulgadas (38 cm) de diámetro, pueden estimarse para períodos de diseño de 25 años o más.

Los emisarios de descarga, al igual que los colectores principales, deben considerarse con períodos de diseño suficientemente largos para evitar inconvenientes y costos mayores.

Las plantas de tratamiento de aguas negras pueden desarrollarse por etapas, por lo cual períodos de diseño que fluctúan entre 10 y 25 años, deben considerarse en función de las tasas de interés predominantes para el capital a invertir.

En un trabajo de A. S. Paintal, P. E., Ph. D.¹⁷, mediante el cual hace una revisión de los períodos óptimos de diseño para sistemas de aguas negras, desarrolla dos modelos matemáticos que incluyen tasas de interés, inflación relativa e incremento de los costos de construcción, y establece algunas premisas que se resumen así:

1. La población del área a desarrollar, crece linealmente.
2. La construcción de los colectores principales es planificada en dos etapas, un colector ahora, y el otro, t años después.
3. El colector tiene una vida infinita, y el período planificado también es infinito.
4. El costo de construcción de los colectores, obedece a la expresión $C = a(P)^b$, en el cual:
 C = Costos de construcción.
 P = Población a servir.
 a = Constante.
 b = Factor escalar de economía.
5. Los costos de construcción se estima que se mantienen constantes. Es decir, que no se incluye la inflación para el período de diseño.

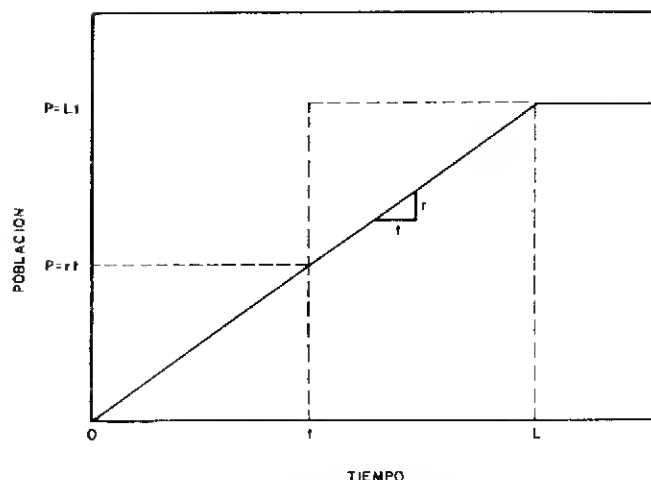


Fig. II-27.—Modelo de desarrollo de una zona nueva. Curva de tiempo Vs población.

La figura II-27, muestra que la población para el área a servir crece a una tasa lineal de r personas por año, y que el colector requerido inicialmente (para $t=0$), tendrá una capacidad para servir a una población de diseño rt , el cual satisfará las necesidades para t años. Al final del período t , se requerirá un nuevo colector con una capacidad para servir a una población adicional de $r(L-t)$, cuyo costo será: $a_r[(L-t)r]^b$

El valor actual del costo de construcción, será:

$$c = a(rt)^b + a[(L-t)r]^b \exp(-it)$$

en la cual $\exp(-it)$, es el factor de valor actual para t años y a una tasa de interés anual i .

El período óptimo de diseño, será aquél que minimiza el valor total actual de costos de construcción, y se obtendrá por derivación respecto a t , e igualación a cero.

$$[(L-t_0)/t_0]^{1-b} \exp(it_0) = 1 + i[(L-t_0)/b]$$

Esta expresión refleja que el período óptimo de diseño t , es dependiente del factor escalar de economía, de la tasa de interés anual y del período de crecimiento.

La figura II-28, muestra que al comienzo del período de diseño existe un déficit (zonas sin cloacas) y que el crecimiento poblacional para el final del período t demandará un nuevo colector con capacidad para la población de acuerdo a la tasa de crecimiento poblacional. Luego el valor de los dos colectores (o colector), para atender la demanda actual (déficit) y la del período t años, será:

$$c = a[(t_0+t)r]^b + a[(L-t-t_0)r]^b \exp(-it)$$

Similarmente, por derivación e igualación a cero, se obtendrá el período óptimo de diseño.

A continuación se muestra la figura 11-29, que representa la variación del período óptimo de diseño en función del factor escalar y de la tasa de interés.

De los dos modelos desarrollados por Paintal, es quizás más aplicable a nuestra condición el que contempla un déficit inicial, toda vez que en la mayoría de los casos, además de atender a una expansión, hay que satisfacer el déficit en el servicio.

La figura 11-30 refleja esta situación.

Ejemplo

Determinar el período óptimo de diseño para un colector principal y emisario que tienen una longitud de 5,2 km para recibir un caudal de una localidad cuya población actual es 36.500 habitantes y el crecimiento vegetativo es del orden del 3 por 100 anual. Haga una estimación de costos, considerando la expresión $C = a(P)^b$, con un factor escalar de 0,5, a interés del 10 por 100 anual, y una constante $a = 209$.

Solución

Usando la curva de variación óptima del período de diseño para $b=0,5$ e $i=0,10$, se obtiene aproximadamente 18 años (1.ª etapa). Para $t=18$ años.

$$\text{Población de diseño} = 36.500 \times 18 \times 0,03 \times \\ \times 36.500 = 52.210 \text{ hab.}$$

$$P = 56.210 \text{ habitantes}$$

Para estimar el costo, se usará la expresión

$$C \left(\frac{1.000 \$}{\text{milla}} \right) = 209 \times (56,21)^{0,5} = 1.566,94$$

$$\text{Costo} = 1.566.942,57 \$/\text{milla}$$

$$\text{Costo} = 4.211.158,15 \text{ Bs/km.}$$

$$\text{Costo total} = 5,2 \times 4.211.158,15 = 21.898.022 \text{ Bs.}$$

En el caso de ramales laterales o tramos drenando hacia un colector secundario, puede estimarse que en un período máximo de 25 años logra en forma eficiente y económica servir al desarrollo para el cual fue construido, por lo cual puede estimarse este límite como el tiempo máximo.

Basado en análisis de datos de costos de construcción a colectores construidos por el Distrito Sanitario Metropolitano del Gran Chicago, entre 1963 y 1974, establece los costos así:

$$\text{Costos (1.000 \$/milla)} = 209 \times P^{0,35}$$

P = población en miles de habitantes.

En esta condición se usa un factor escalar de economía de 0,35, sin embargo, en el mismo estudio se relata que investigaciones realizadas en 52 proyectos de colectores, los análisis indicaron un factor escalar de economía $b=0,5$.

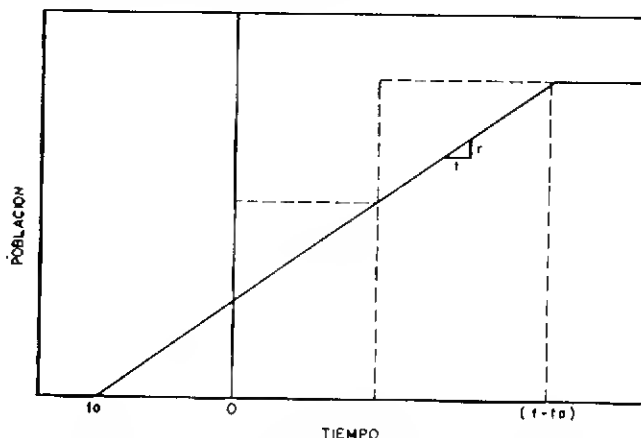


Fig. 11-28.—Modelo de desarrollo con déficit inicial.

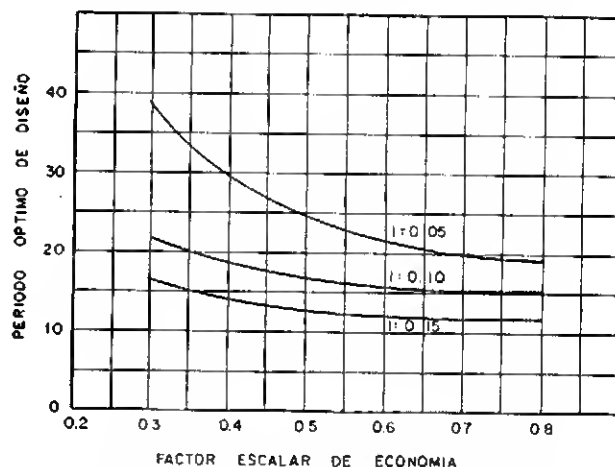


Fig. 11-29.—Variación del período óptimo de diseño.

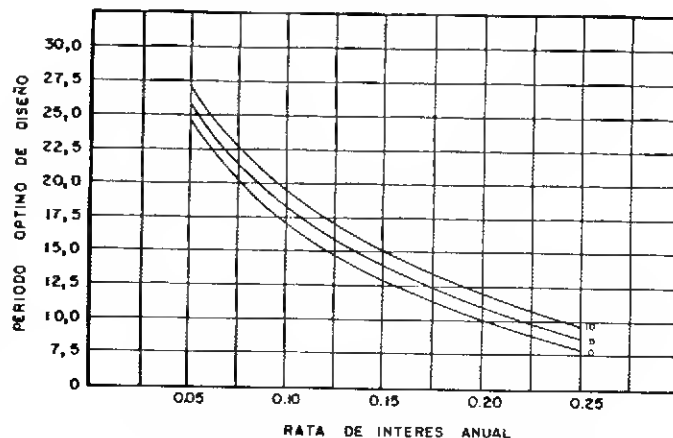


Fig. 11-30.—Variación del período óptimo de diseño con déficit inicial.

CAPITULO III

Configuración de redes cloacales

Esbozo de la red.

Nomenclatura.

Trazado de colectores.

Áreas tributarias.

Criterio de unidad de descarga.

Aun cuando no es posible definir de una manera general un procedimiento rígido para un trazado de colectores cloacales, ya que ello depende de la topografía de la zona y del sitio de descarga, podemos establecer algunos criterios que orienten en su preparación.

Un área cualquiera podrá presentar varias alternativas de trazado de colectores principales y secundarios atendiendo a su topografía. Evidentemente habrá una que logre la máxima economía y aproveche al máximo aconsejable su capacidad, a fin de obtener el mejor funcionamiento hidráulico del sistema.

También deberán contemplarse las extensiones futuras, incluyendo las posibles áreas que por condiciones topográficas se verán obligadas a drenar a través del sector en estudio.

Observando el plano de vialidad y topografía modificada de la zona (Fig. III-1) podemos hacer uno o dos trazados tentativos de los colectores, dando oportunidad de descarga a todas las edificaciones o parcelas. Generalmente esto podría hacerse hacia la calle que da al frente de la parcela, y en algunos casos hacia calles laterales o hacia callejones o servidumbres de paso, cuando ello no sea posible.

El configurar uno o dos trazados nos permite analizar alternativas que redundarán en experiencias posteriores para mejores y más económicos diseños.

Nomenclatura

La utilización de los ejes de las calles para dar una identificación a los colectores, usando letras en un sentido y números en otros, resulta práctico y de fácil ubicación para cualquier revisión.

En el esquema de la figura III-1, los ejes verticales se han designado con letras y los horizontales

con números, lo cual nos permitirá ubicar en forma rápida cualquier tramo, una vez hecho el trazado de colectores.

Trazado de colectores

Partiendo del punto de descarga, el cual puede ser un cuerpo de agua (previa aprobación), un colector existente o una planta de tratamiento (existente o a diseñar) se trata de definir el posible trazado del colector principal siguiendo hacia arriba por las calles de menor pendiente, pero procurando que éste cubra todo el área a ser servida. Durante este recorrido podemos visualizar varias tentativas de trazado, seleccionando y realizando los varios esbozos posibles, para tomar el que a la postre resulte más conveniente.

En ocasiones podemos configurar sistemas en abanico, cuando las facilidades de concentración a un punto, más que un eje, nos resulte ventajoso para el mejor aprovechamiento de los diámetros mínimos de colectores.

En el ejemplo de la figura III-2 podemos definir un colector principal partiendo del punto B6 y siguiendo a B5, B4, E3, E2 y terminando en E1 como punto más alto. Sin embargo, para los colectores secundarios y laterales podemos tener más de una alternativa de diseño.

El colector principal debe estar a una elevación tal que sea capaz de recibir las descargas de todos los colectores secundarios, evitando las excesivas excavaciones.

Generalmente, en la elaboración del trazado de colectores, un factor determinante para el diseño es la diferencia de elevación entre el punto de descarga y el punto del extremo superior. Es aconsejable para el diseño tener bien definida esta condición antes de proceder a proyectar colectores secundarios y la-

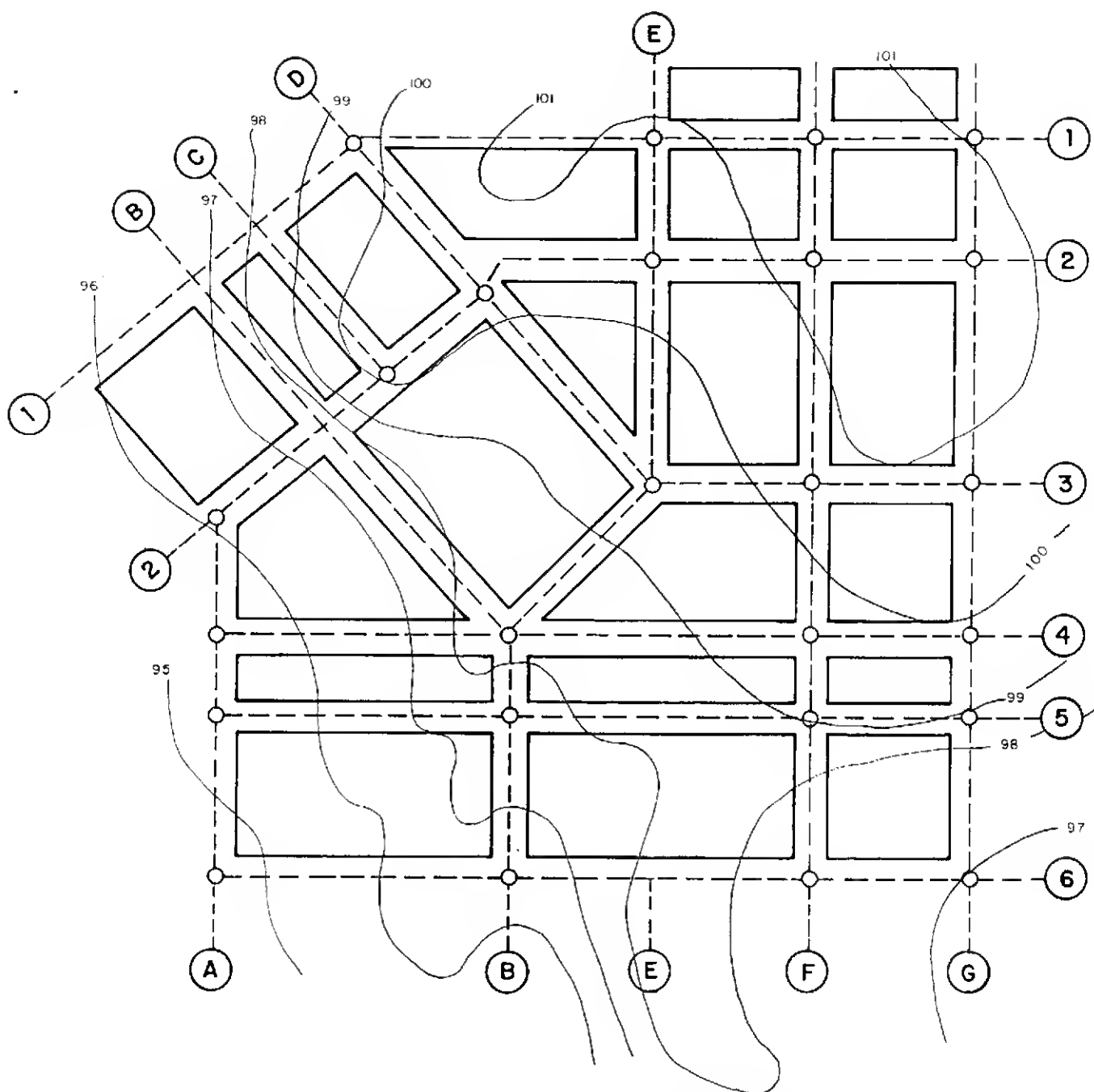


Fig. III-1.—Definición de ejes y nomenclatura para ubicación de colectores.

terales, ya que ello puede evitar el tener que rediseñar totalmente el sistema.

Los esquemas de las figuras III-3 y III-4 muestran para una misma zona dos posibles trazados para la red de colectores.

Otros casos, como el que presenta la figura III-5, obliga a tener dos colectores principales que convergen en el punto A9, ya que la colina que divide a la región desarrollada la parte en dos sectores de drenaje natural; y sólo mediante el colector sobre el eje 9 se puede lograr con la menor excavación la con-

ducción de las aguas del sector del lado derecho de la figura. En este caso, a través del eje 7 se tendrá excavación en contrapendiente, pero esto es inevitable y es la que logra la menor excavación, por ser de menor pendiente.

Áreas tributarias a cada colector

La forma más práctica de determinar los gastos o caudales para el diseño de cada tramo y cada colector es haciendo una repartición del gasto total del parcelamiento en función de su área. Al delimi-

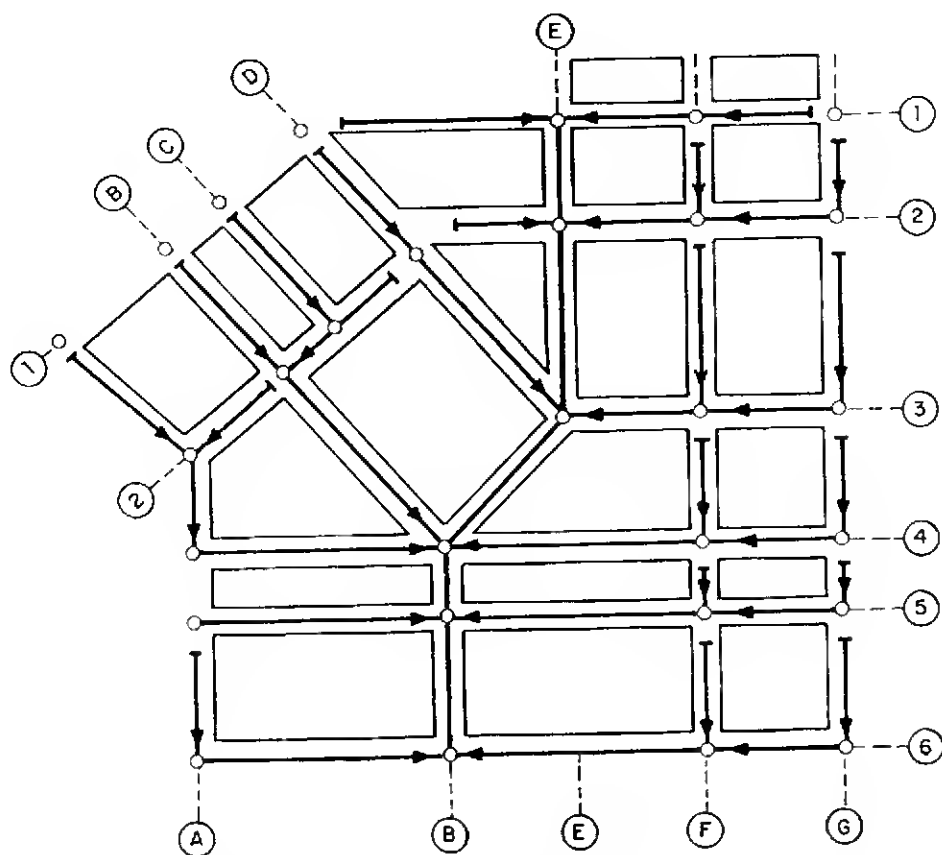


Fig. III-2.—Trazado tentativo del colector principal y colectores secundarios.

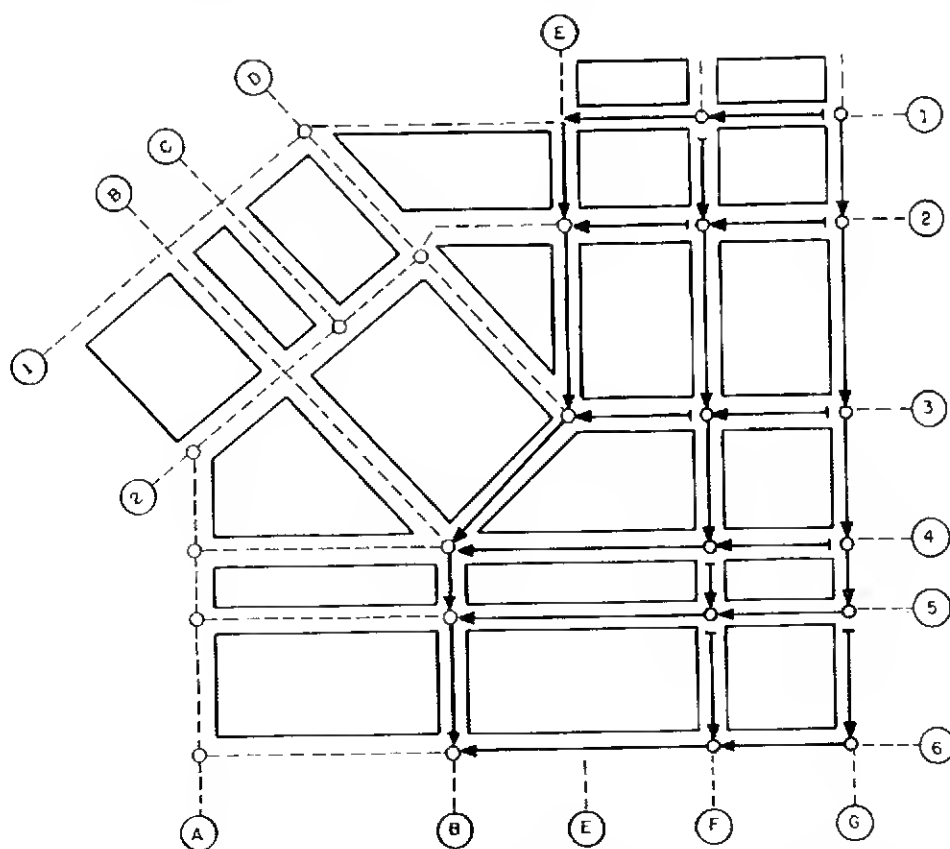


Fig. III-3.—Alternativa de trazado de colectores (variante 1)).

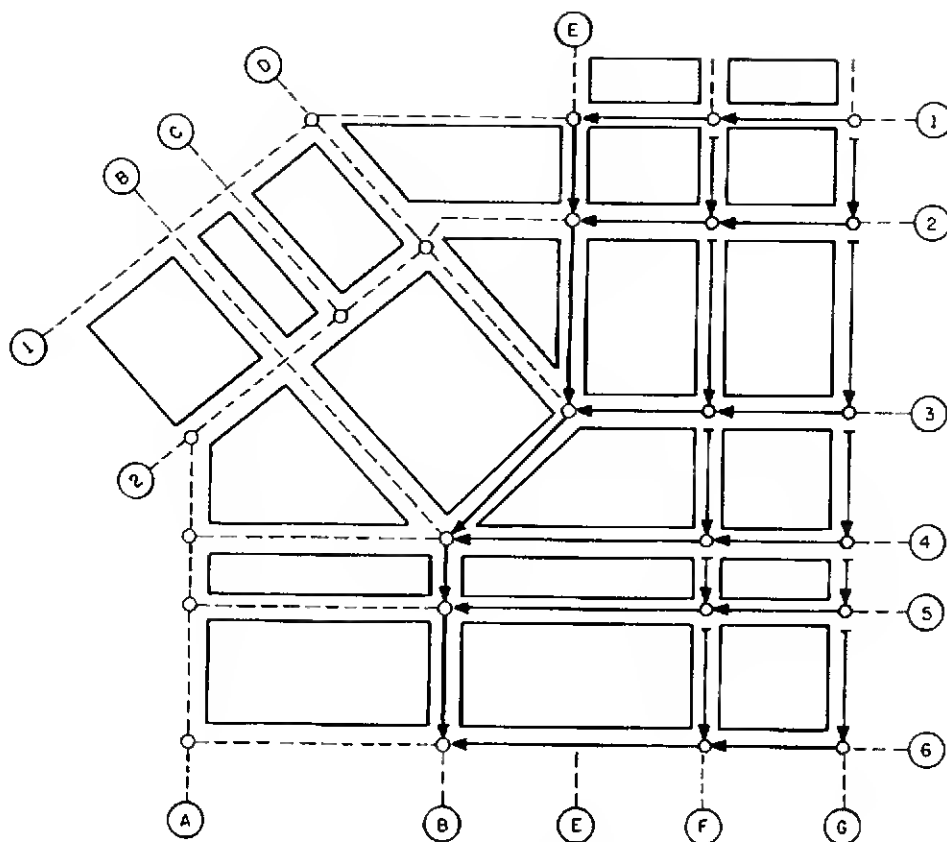


Fig. III-4.—Variante (II) de trazado de colectores en el sector.

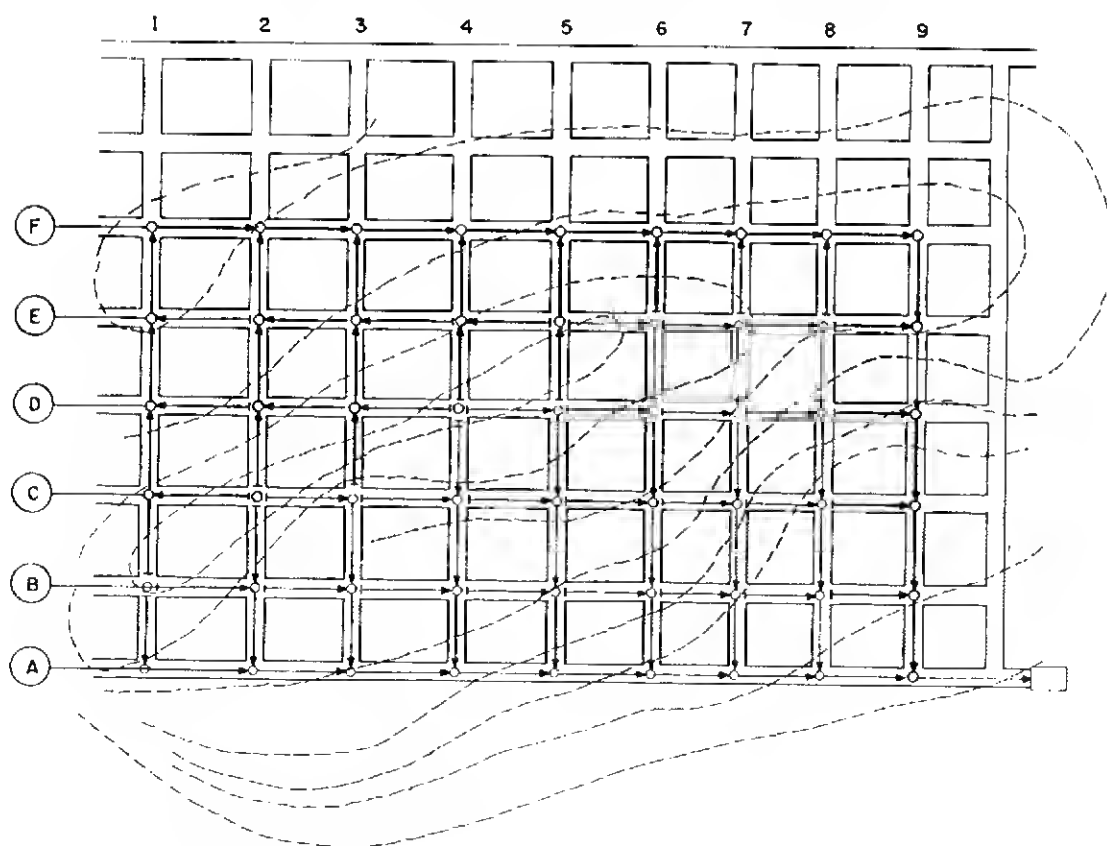


Fig. III-5.—Esbozo del trazado tentativo de colectores cloacales para una zona con dos vertientes.

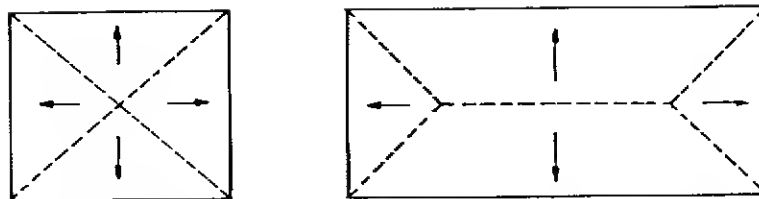


Fig. III-6.—Delimitación de áreas contribuyentes adyacentes a cada tramo.

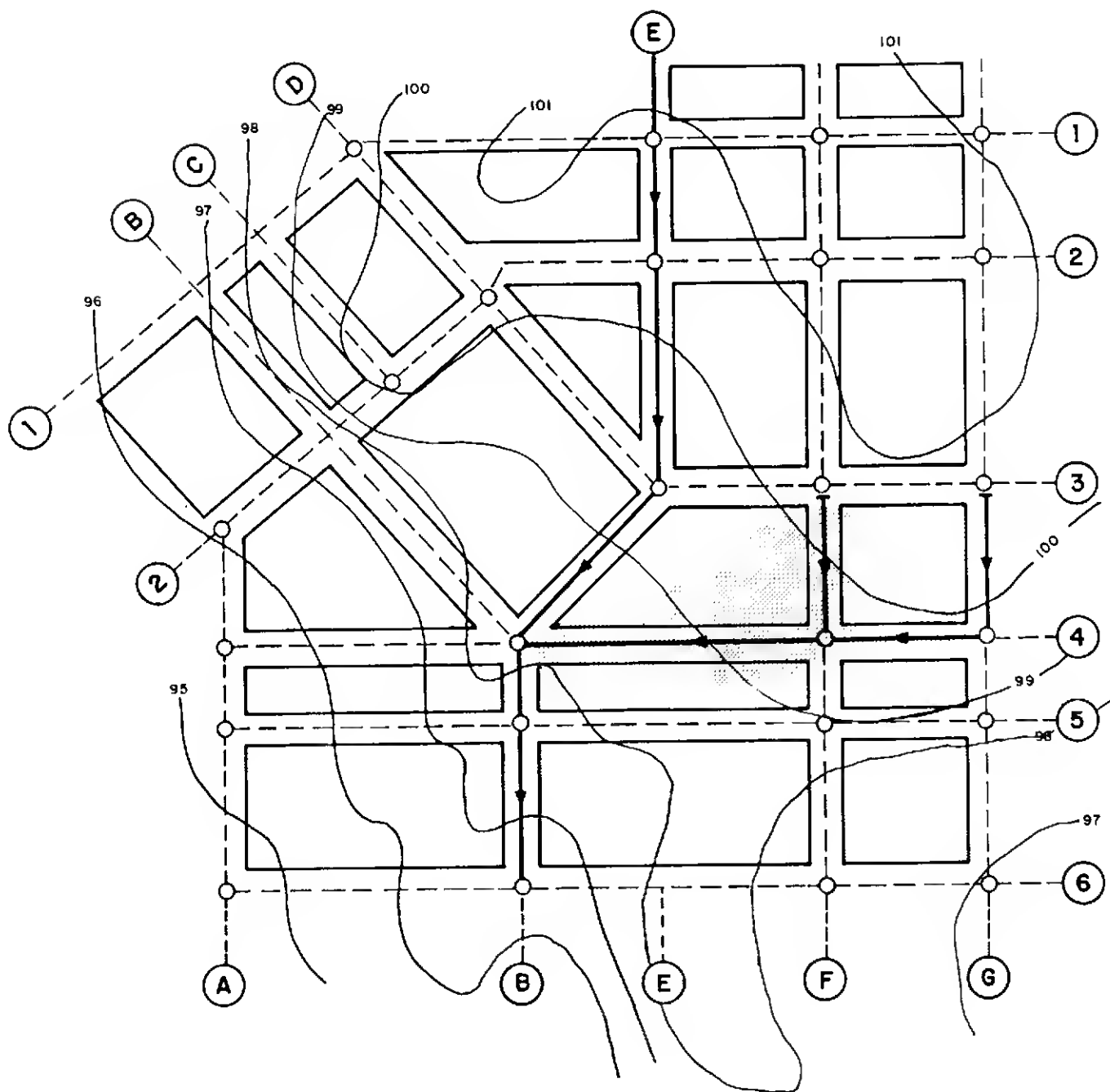


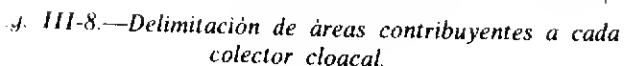
Fig. III-7.—Area correspondiente al colector G3-G4-F4-B4.

Para hacer esta delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que este trazado configura. Así, si suponemos una manzana de 100 m por lado, que tiene colectores en los cuatro lados que la configuran, bastará con trazar las diagonales y tener repartido así el caudal correspondiente a cada tramo. Un rectángulo puede

Como unidad de medida se usa la Ha, exigiéndose normalmente una precisión de 0,01 Ha.

En el ejemplo de la figura III-7 se ha demarcado el área correspondiente al colector secundario G3-G4-F4-B4.

La medición de esta área, mediante planímetro o



por cálculo analítico de figuras geométricas conocidas, multiplicada por el coeficiente de gasto unitario, se dará el gasto de diseño para el tramo final de colector (F4-B4).

El área correspondiente al primer tramo será el área del triángulo

$$A = \frac{50 \times 100}{2} = 2.500$$

y así sucesivamente; el tramo G4-F4 tendrá por área el triángulo anterior más el trapecio y el triángulo adyacentes. Podemos entonces preparar un cuadro de áreas contribuyentes correspondiendo a cada tramo.

Para el ejemplo del colector G3-G4-F4-B4 se tiene:

Colector	Area directa	Superior	Total (Ha)
G3-G4	$\frac{1}{2} \times 100 \times 50 = 2.500$	—	0,25
G4-F4	$\frac{1}{2} \times 100 \times 50 = 2.500$ $\frac{100 + 60}{2} \times 20 = 1.600$	0,25	0,66
F3-F4	$\frac{1}{2} \times 100 \times 50 = 2.500$ $\frac{1}{2} \times 100 \times 50 = 2.500$		0,50
F4-B4	$\frac{120 + 70}{2} \times 50 = 4.750$ $\frac{120}{2} \times 50 = 3.000$ $\frac{240 + 200}{2} \times 20 = 4.400$	1,16	2,375

NOTA: En el tramo F4-B4, se colocará una boca de visita intermedia por normas.

En forma similar se ha determinado cada una de las áreas que contribuyen a los diversos tramos de la red cloacal, identificándolas con un recuadro en el plano correspondiente, ejemplo 0,95 como se indica en la figura III-8.

El gasto o caudal de diseño será el que resulta de multiplicar el gasto unitario por sus áreas correspondientes, así, si tomamos el Q unitario = 7,06 lt/sg/Ha, se tiene que el caudal de diseño del tramo F4-B4 será $Q_d = 7,06 \times 2,375 = 16,77$ lt/sg.

En la figura III-9 se representa una zona a la cual se proyectará un sistema de recolección de aguas servidas.

De acuerdo a la topografía podrían plantearse varias alternativas en el trazado de colectores que configuran la red, por lo cual conviene estudiar algunas de ellas que orienten, en términos generales, para un análisis de este tipo.

La zona de la figura presenta una pendiente principalmente en dirección Sur-Este. Siendo B6 el punto final de descarga autorizado, se tomará la orientación de los colectores siguiendo el alineamiento de las calles en dos direcciones: una, Norte-Sur, y la otra, Oeste-Este, y evitando al máximo el tener colectores con pendiente contraria a la de las calles para disminuir la excavación.

Sin embargo, es sólo mediante un análisis comparativo de ambas soluciones, como podremos determinar la más ventajosa. En este sentido, habría que considerar dos aspectos: por una parte el mejor aprovechamiento de los diámetros, mediante el funcionamiento hidráulico de la red que disminuya los problemas de arrastre de sedimentos, y por la otra las consideraciones de tipo económico que involucre tanto costos de diámetros como costos de excavación.

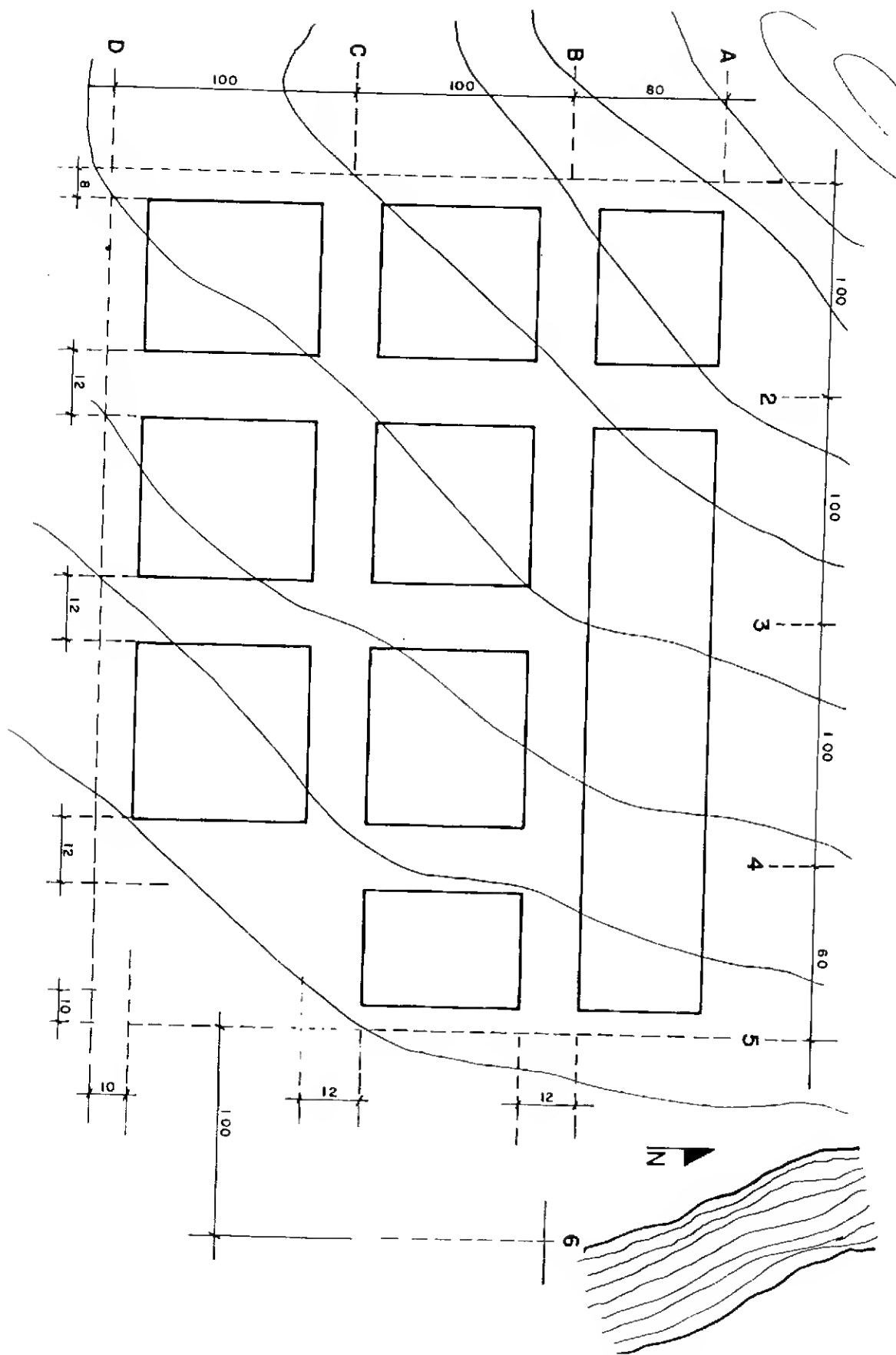


Fig. III-9.—Sector de desarrollo con punto de descarga obligado.

CUADRO III-1
CASO 1 (Figura III-10)

Tramo	Area propia		Area superior Ha.	Area total Ha.	Unidades de descarga*
	m ²	Ha.			
B1-C1	1.892	0,1892	—	0,1892	1
C1-D1	1.806	0,1806	0,1892	0,3698	2
D1-D2	1.806	0,1806	0,3698	0,5504	3
B2-C2	1.892 1.936	0,3828	—	0,3828	2
C1-C2	1.892 1.806	0,3698	—	0,3698	2
C2-D2	1.806 1.848	0,3654	0,7526	1,1180	6
D2-D3	1.848	0,1848	1,6684	1,8532	10
B3-C3	1.936 1.936	0,3872	—	0,3872	2
C2-C3	1.936 1.848	0,3784	—	0,3784	2
C3-D3	1.848 1.848	0,3696	0,7656	1,1352	6
D3-D4	1.848	0,1848	2,9884	3,1732	17
D4-C4	1.848	0,1848	3,1732	3,3580	18
B4-C4	1.936 963	0,2899	—	0,2899	2
C3-C4	1.936 1.848	0,3784	—	0,3784	1
C4-C5	963	0,0963	4,0263	4,1226	22
C5-B5	963	0,0963	4,1226	4,2189	23

(*) Asumiendo el área 0,1892 como unidad.

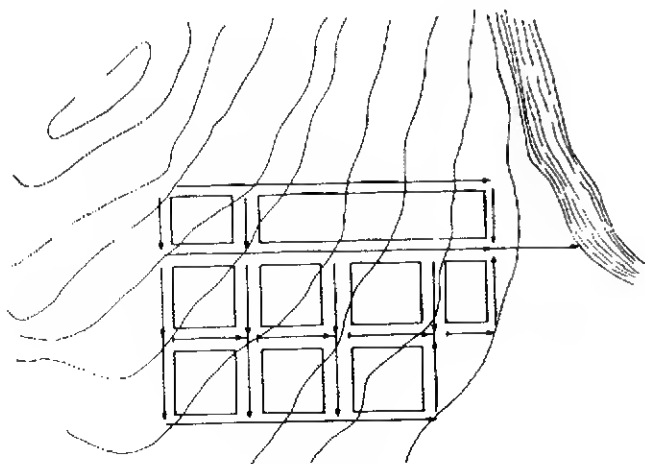


Fig. III-10.—Alternativa de trazado para el sector en desarrollo.

CUADRO III-2
CASO 2 (Figura III-11)

Tramo	Area propia		Area superior Ha.	Area total Ha.	Unidades de descarga
	m ²	Ha.			
B1-C1	1.892	0,1892	—	0,1892	1
C1-C2	1.892 1.806	0,3698	0,1892	0,5590	3
B2-C2	1.892 1.936	0,3828	—	0,3828	2
C2-C3	1.936 1.848	0,3784	0,9418	1,3202	7
B3-C3	1.936 1.936	0,3872	—	0,3872	2
C3-C4	1.936 1.848	0,3784	1,7074	2,0858	11
B4-C4	1.936 963	0,2899	—	0,2899	2
C1-D1	1.806	0,1806	—	0,1806	1
D1-D2	1.806	0,1806	0,1806	0,3612	2
C2-D2	1.806 1.848	0,3654	—	0,3654	2
D2-D3	1.848	0,1848	0,7266	0,9114	5
C3-D3	1.848 1.848	0,3696	—	0,3696	2
D3-D4	1.848	0,1848	1,2810	1,4658	8
D4-C4	1.848	0,1848	1,4658	1,6506	9
C4-C5	963	0,0963	4,0263	4,1226	22
C5-B5	963	0,0963	4,1226	4,2189	23

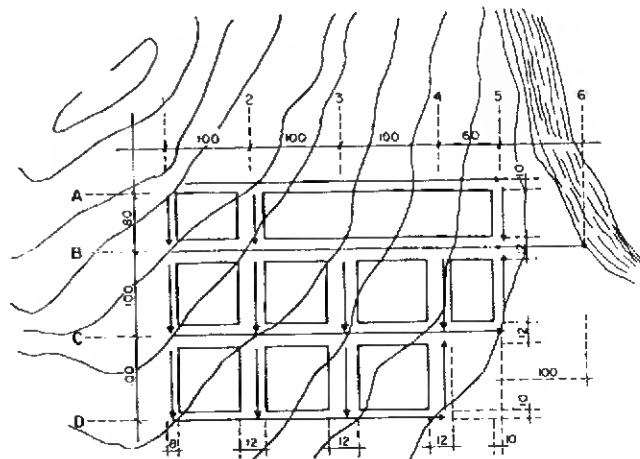


Fig. III-11.—Variante de trazado de colectores para el mismo sector.

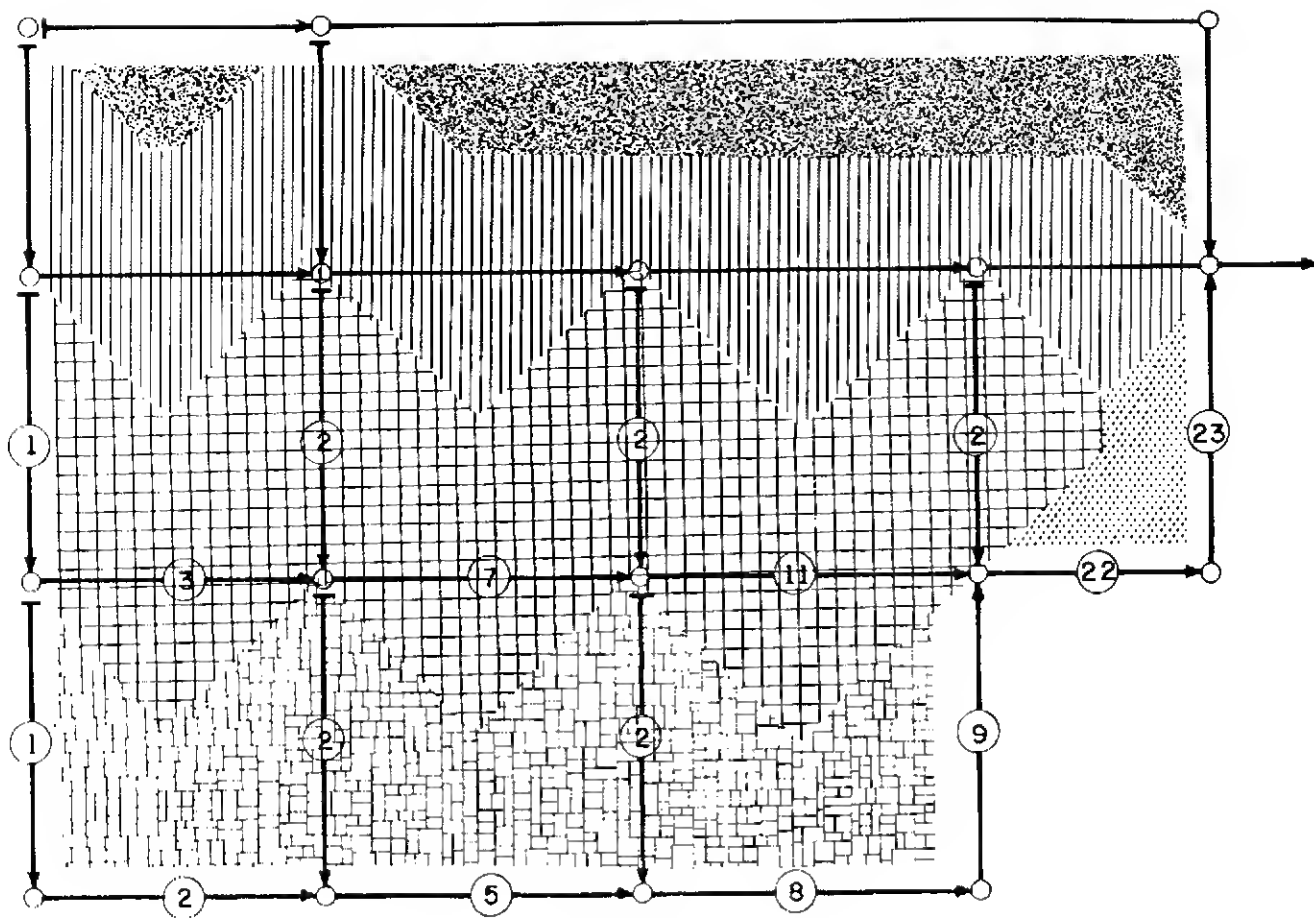


Fig. III-13.—Áreas contribuyentes para la variante 11.

unidad de descarga la correspondiente a la cuarta parte del área de manzana, que sería el caudal correspondiente al primer tramo, se puede construir el cuadro III-1 y III-2, correspondiéndose con las áreas de las figuras III-10 y III-11.

Los esquemas de trazado de colectores representados en las figuras III-12 y III-13 para las dos soluciones analizadas ofrecen en forma visual una comparación en cuanto a caudales, referidos a unidades de descarga.

Al estudiar el trazado de los colectores debe tenerse presente que:

- a) Existirán algunos tramos cuyos gastos de circulación serán bajos, y que deberá proveerse la pendiente suficiente para que se tengan velocidades de flujo capaces de pro-

vocar el arrastre de sedimentos. En tales condiciones conviene orientar el flujo en forma tal que para los diámetros mínimos normalizados se procure incrementar los gastos, limitando al mínimo el número de tramos con bajo caudal.

- b) En zonas de calles con poca pendiente o donde la pendiente de los colectores puede ser de sentido contrario al de la calle (tramo D4-C4) del ejemplo (Fig. III-9) debe procurarse aquél, cuyo gasto determine el diámetro menor, a fin de disminuir la excavación.

En el caso de las figuras III-12 y III-13, la solución 2 parece satisfacer ambas consideraciones, con ventajas en comparación a la solución 1, como se deduce por las unidades de descarga que corresponde a los diferentes tramos.

CAPITULO IV

Comportamiento hidráulico del sistema

Características del flujo.
Tipo de régimen hidráulico en los colectores cloacales.
Velocidad de flujo y de arrastre.
Pendiente de los conductos.
Tirante o altura de la lámina de agua.
Elementos hidráulicos de una sección circular.
Relación de gradientes para el arrastre.

Tipo de régimen hidráulico de los colectores cloacales

Las aguas negras, constituidas principalmente por aguas y un pequeño porcentaje de sólidos, tienen un comportamiento bajo el punto de vista hidráulico similar al de las aguas puras, de modo que sobre esa premisa se desarrollan los cálculos hidráulicos en los colectores cloacales.

Esta consideración nos conduce a conclusiones similares a las determinadas para flujo en canales abiertos, y a la aplicación de las leyes que rigen para esta condición, ya que la mayoría de los colectores se diseñarán como canales. Excepciones a esta condición se tendrán:

- a) cuando los colectores trabajen sobrecargados;
- b) cuando se trate de colectores en zonas bajas que precisen de un bombeo; y
- c) en el caso particular de sifones invertidos.

En tales casos el diseño se considerará como conductos a presión.

En términos generales, se puede decir entonces que la superficie del agua cloacal será igual a la que tomaría si fuera agua pura.

Asimismo, para efectos de diseño el régimen se considera PERMANENTE, lo cual se mantiene cuando la descarga es constante y uniforme. Esto requiere que la velocidad media sea constante en secciones sucesivas a lo largo de un tramo.

Si consideramos un tramo de colector como el de la figura IV-1, que recibe un caudal Q (lt/sg) del tramo superior, observaremos que el flujo no es uniforme en todo el tramo; al inicio, entre el punto ① y el ② la pendiente es mayor que la que se requiere para mantener la velocidad inicial en el comienzo de la boca de visita y el régimen se hace acelerado. A partir de ② y hasta un punto cualquiera ③ la energía potencial del agua iguala a las pérdidas de

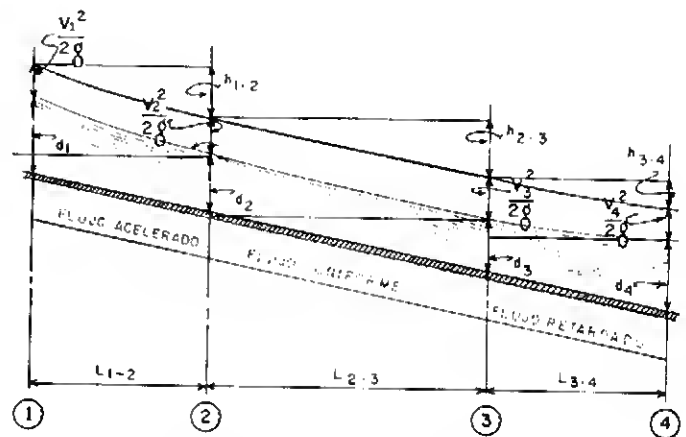


Fig. IV-1.—Régimen hidráulico en un tramo de colector.

carga debidas a la fricción y el régimen se considera uniforme; pero a partir de ③ y hasta la boca de visita en el extremo final, ocasiona una profundidad menor que la profundidad crítica causando una desaceleración que produce un remanso.

Al fin de corregir tal condición, en cada comienzo y final de tramo, deberá proveerse una transición (cuando ello sea necesario), que mantenga el régimen uniforme y evite saltos hidráulicos o remansos en los colectores. En el transporte de aguas negras por tuberías trabajando como canales abiertos debe procurarse entonces que el régimen se aproxime lo más posible a la condición de régimen uniforme. Más adelante trataremos el cálculo correspondiente para buscar tal aproximación.

Fórmulas usadas

La ecuación de continuidad $Q = V \times A$ nos establece la relación entre el caudal, el área del conducto y la velocidad del agua; de modo que conocidas dos variables podemos encontrar la tercera.

En el diseño conocemos el caudal o gasto Q (lt/sg) y nos quedarían indeterminadas la velocidad y el área del conducto requerido. De este modo tendremos que fijar criterios para determinar cuál de éstas conviene definir, para buscar la tercera. Uno de los aspectos de mayor importancia en el diseño de colectores cloacales es el relativo a la conveniencia de tener colectores que no faciliten ni permitan la sedimentación de los sólidos que el agua acarrea. En tales circunstancias la determinación de una velocidad capaz de producir el arrastre de material debe privar en el diseño.

Velocidad de flujo y velocidad de arrastre

Roberto Manning, en 1890, propuso una expresión para el cálculo de la velocidad de flujo en colectores trabajando como canales abiertos, partiendo de la expresión de Chezy $V = C \sqrt{rs}$; y basado en sus propias experiencias estableció una modificación de la constante C como función del radio hidráulico y del coeficiente de rugosidad.

$$C = f(n, r) = \frac{r^{1/6}}{n}$$

que sustituido en la expresión original de Chezy, concluye en:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

donde:

- n = Coeficiente de rugosidad.
- v = Velocidad de escurrimiento.
- r = Radio hidráulico.
- s = Pendiente hidráulica.

El gradiente o pendiente hidráulica coincide con la superficie del líquido en flujo de canales, y generalmente la pendiente hidráulica la expresamos como la pendiente de la rasante del colector, lo cual supone flujo uniforme.

La velocidad determinada se refiere a la velocidad media para un caudal Q que fluye bajo condición de canal. Esta velocidad media es aproximadamente el 85 por 100 de la máxima y ocurre a 0,20 y 0,80 de la profundidad. Esto es, en el caso de un conducto circular como la que se representa en la figura 1V-2.

Esta velocidad reviste especial importancia, toda vez que debe producir el arrastre o acarreo de los sólidos, es decir, no debe producirse la sedimentación de sólidos a lo largo de los colectores.

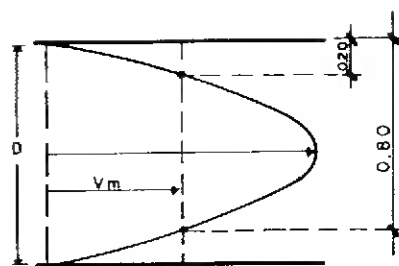


Fig. 1V-2.—Variación de velocidad en un conductor circular.

Es por tanto conveniente conocer la velocidad mínima a mantener en el colector, a fin de que produzca el arrastre de los sólidos presentes. Se han hecho estudios para determinar la capacidad de arrastre para diversos materiales. De acuerdo a estudios realizados por Du Buat, se estableció similitud con las velocidades requeridas para arrastre de material granular como arena, grava, piedra, etc.

CUADRO IV-1

Velocidad en el fondo	Velocidad media	Materia arrastrado
10 cm/sg	12 cm/sg	Arcilla
12 cm/sg	15 cm/sg	Arena fina
18 cm/sg	24 cm/sg	Grava fina, Arena gruesa
25 cm/sg	48 cm/sg	Grava media
75 cm/sg	100 cm/sg	Guijarros 2,5 cm diámetro
105 cm/sg	135 cm/sg	Piedras angulares 3 a 4 cm

El ingeniero Anastasio Guzmán¹⁸ considera que los sólidos de las aguas negras requieren una velocidad similar a la grava media, por lo cual ellas pueden tomarse como base para la fijación de la velocidad mínima en los colectores cloacales.

Ahora bien, como quiera que en un colector cloacal existirán grandes variaciones de gasto, habrá también variaciones de velocidad.

Además, resulta conveniente diseñar los colectores de aguas negras con considerable capacidad de reserva, a fin de absorber las múltiples imprecisiones que la fijación de un gasto de diseño implica.

En este sentido «una buena práctica sería el considerar la capacidad del colector como cuatro veces el gasto diario medio anual y el caudal mínimo de flujo del orden de 0,5 el gasto diario medio anual¹⁸.»

El autor considera que una reserva moderada y suficiente, se logra diseñando el colector con una capacidad comprendida entre 0,50 y 0,67 del gasto de

diseño, considerando todos los factores señalados como aportes para el diseño. Asimismo, que el caudal mínimo a considerar debe proveer un tirante de agua no menor de 5 cm.

También puede estimarse que en caso de colectores con diámetros mayores de 60 cm (24") un borde libre de 30 cm, puede ser suficiente para prevenir incremento de gasto, acción de olas, etc.

Si con estos criterios satisfacemos condiciones de velocidad de arrastre, pocos problemas de sedimentación han de tenerse en los colectores cloacales.

Las Normas del INOS¹ establecen la velocidad mínima en 0,60 m/sg, para colectores de aguas negras trabajando a sección plena, así:

«Art. 3.23. Velocidad mínima:

— La velocidad mínima a sección plena, en colectores de alcantarillado de aguas servidas, será de 0,60 m/sg. La velocidad mínima a sección plena, en colectores de alcantarillado de aguas pluviales y único, será de 0,75 m/sg».

Sin embargo, al no establecer condición para la del gasto real de flujo, pudieran presentarse situaciones de colectores que satisfaciendo una condición teórica a sección llena, no provoquen velocidades de arrastre para el gasto real de funcionamiento o viceversa. Por ello el autor estima conveniente determinar la velocidad de flujo para el caudal de diseño y el valor del tirante de agua para el mismo caudal.

En el manual n.º 9 de la Water Pollution Control Federation³, establece al respecto «muchos proyectistas prevén un factor de seguridad en el diseño de cloacas sanitarias tales que en colectores pequeños, hasta 12" o 15" en diámetro, el caudal no fluya a más de la mitad lleno para el gasto máximo de diseño. Colectores de mayor diámetro pueden ser diseñados de modo que el gasto máximo de diseño fluya entre medio lleno y 7/10 del diámetro para colectores de 30 pulgadas y más.

El grado de conservación con el cual se estableció el caudal máximo puede afectar la selección de la profundidad de flujo. Es deseable evitar la condición de colectores cloacales fluyendo a sección llena por razones de ventilación».

Esta apreciación concuerda con la nuestra, en el sentido de dejar suficiente capacidad de reserva, dada la imprecisión que se tiene en la determinación de los gastos de diseño, y más aún, ante la realidad de gastos pluviales incorporados clandestinamente a colectores cloacales.

Admitida esta condición para el diseño, será conveniente determinar la velocidad correspondiente

y verificar si es igual o superior que la de arrastre, con lo cual tendremos un colector atendiendo a criterios más que a una normativa que, aunque satisfecha, no cumple el objetivo para la cual fue concebida. Más adelante veremos el cálculo correspondiente a velocidades, para distintos tirantes de agua en un colector.

Velocidad de arrastre

El desplazamiento de una masa de agua en un canal puede asemejarse al de un sólido deslizándose sobre un plano inclinado, y el arrastre que el agua hace de los sedimentos en aguas negras es análogo a la fricción que se ejerce sobre este plano (Fig. IV-3).

A la fuerza F_i de desplazamiento se opondrá la resistencia F_R en las cuales intervienen diversos factores, fácilmente identificables unos y poco controlados otros. Interesa, por tanto, con cierto grado de aproximación, determinar el valor de la fuerza cortante necesaria para arrastrar el material sólido, así como la velocidad requerida para vencer la fricción del conducto.

Asumiendo flujo permanente y uniforme, la superficie de contacto de un cierto volumen de agua desplazándose sobre un canal estará dada por el perímetro mojado correspondiente. Se supone que el agua no tiene fricción interior.

Pero al considerar el área transversal o sección, resulta evidente que cuanto mayor sea el caudal, mayor será el área mojada y menor la resistencia.

Esto puede verse claramente, si consideramos un conducto circular de diámetro el cual conduce agua a sección llena y otro conducto de un diámetro dos veces el anterior.

En el primer caso, el área será: $A = \frac{\pi d^2}{4}$

y el perímetro $p = \pi d$, y en el segundo caso el área será πd^2 y el perímetro $2\pi d$. Es decir, que si bien el perímetro mojado se ha duplicado, al aumentarse en 4 veces el área mojada, se ha aumentado también 4 veces el número de moléculas no afectadas directamente por la superficie de contacto. Por tanto, en un conducto dado, a velocidad constante, la fuerza F_R es proporcional al radio hidráulico.

Al considerar un desplazamiento desde A hasta B (Fig. IV-3) en una longitud L y con una diferencia de elevación h , esta fuerza tendrá dependencia de esa relación $\frac{h}{L}$ o pendiente ($\text{sen } \alpha \approx \text{tg } \alpha$).

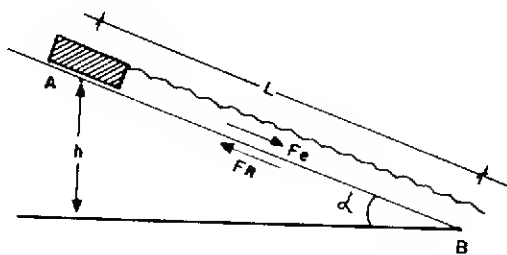


Fig. IV.3.—Arrastre de sedimentos en plano inclinado.

Esta fuerza será, además, dependiente del peso específico del agua a la temperatura dada

$$F_R = \gamma r s$$

donde:

- F_R = Intensidad de la fuerza de arrastre.
- r = Radio hidráulico.
- s = Pendiente del fondo.
- γ = Peso específico del agua.

De acuerdo a la ecuación de Chezy:

$$V = C \sqrt{rs} \therefore rs = \frac{V^2}{C^2}$$

y sustituyendo:

$$F_R = \gamma \left(\frac{V^2}{C^2} \right)$$

Luego se observa que la intensidad de la fuerza varía de acuerdo al cuadrado de la velocidad.

Si consideramos un sedimento de ancho unitario, largo unitario y espesor e , y siendo f' la relación de porosidad; se tiene que la fuerza cortante ejercida por el agua sobre la superficie del sedimento será:

$$F_R = (\gamma_s - \gamma) \times e \times (1 - f') \sin \alpha$$

siendo:

- γ_s = Peso específico sedimento.
- γ = Peso específico agua.
- e = Espesor.
- f' = Relación de porosidad.
- α = Ángulo con la horizontal.
- S_0 = Gravedad específica.

haciendo $K = (1 - f') \sin \alpha$, se tiene:

$$F_R = Kc(\gamma_s - \gamma)$$

despejando la pendiente de la ecuación $F_R = \gamma r s$, tenemos:

$$S = \frac{F_R}{\gamma r} = \frac{Kc(\gamma_s - \gamma)}{\gamma r} = \frac{Kc}{r} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)$$

y sustituyendo en la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad V = \frac{1}{n} r^{2/3} \left[\frac{Kc}{r} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \right]^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} r^{1/6} [Kc(S_0 - 1)]^{1/2}$$

El valor de K debe determinarse experimentalmente, y su valor se ha estimado dentro de un rango de 0,04 a 0,08¹⁸ para arenas limpias y arena con adherencias, respectivamente.

Si suponemos, de acuerdo a lo propuesto por el ingeniero Anastasio Guzmán¹⁸, cuadro IV-1, que los sólidos en aguas negras equivalen a partículas de grava media y estimando el tamaño de la grava media del orden de 0,50 cm a 0,90 cm podemos estimar la velocidad de arrastre, para una condición de flujo determinada.

Supongamos un colector de aguas negras fluyendo a sección llena por un colector de 30 cm de diámetro.

Determinar la velocidad mínima requerida y la pendiente mínima en el colector para facilitar el arrastre.

Usaremos:

$$n = 0,015 \quad K = 0,04 \quad d = 0,60 \text{ cm (grava media)}$$

$$V_a = \frac{1}{0,015} \left(\frac{0,30}{4} \right)^{1/6} [0,04 \times 0,006(2,65 - 1)]^{1/2}$$

$$V_a = \frac{0,6493 \times 0,0199}{0,015} = 0,86 \text{ m/sg}$$

$$S = \frac{0,04 \times 0,006}{0,075} \times 1,65 = 0,0053$$

$$S = 5,3 \text{ ‰}$$

Si consideramos un factor de adherencia, admitiríamos un valor de K mayor, por ejemplo, $K = 0,30$, con lo cual se tiene:

$$V = \frac{1}{0,015} \left(\frac{0,30}{4} \right)^{1/6} (0,30 \times 0,006 \times 1,65)^{1/2} = 2,36 \text{ m/sg}$$

Si sólo consideramos arena muy gruesa, la que por definición del U. S. Geological Survey equivale a un tamaño comprendido entre 0,040" y 0,080" (0,1016–0,2032 cm) se tendría que en el mejor de

los casos, usando un factor $K=0,04$, la velocidad de arrastre requerida sería de 0,35 cm/sg a 0,50 cm/sg, y para $K=0,80$ del orden de 1,57 m/sg a 2,24 m/sg.

De allí la recomendación nuestra, en el sentido de diseñar el colector para un gasto con tirante de agua comprendido entre 0,50 y 0,67 del diámetro, con lo cual logramos una ventaja adicional al incrementar la velocidad de flujo para una relación $\frac{A}{P}$ óptima.

Pendiente de los colectores

Como ya se mencionó anteriormente, la selección de la pendiente de los colectores cloacales es principalmente función de la topografía de la zona a desarrollar, procurando el menor costo en la excavación. Esto conduce a tratar de lograr diseños que se adapten en lo posible a la superficie del terreno, manteniendo pendientes aproximadamente similares a la de las vías bajo las cuales se les coloque.

Sin embargo, condiciones de velocidad mínima que permitan el arrastre de sedimentos obliga, en ocasiones, a considerar pendientes mayores a las del terreno. En otras condiciones, pueden resultar inconveniencias, en razón de altas velocidades que ocasionen erosión en los conductos.

En este caso, dos son los factores primordiales que privan en la selección de una pendiente de un colector cloacal: por una parte, razones de economía en la excavación, y por la otra, la velocidad de flujo por limitaciones tanto inferior como superior.

Al concebir el trazado de colectores deberá también preverse condiciones muy particulares en cuan-

to a pendiente, que pueden obligar a los colectores a profundidades tales que modifiquen las pendientes de algunos tramos: intersecciones, puntos obligados de descarga, etc., son ejemplos típicos de esta consideración.

Al fijar la pendiente deben determinarse las cotas de los extremos y las profundidades de rasante, a fin de preparar el diseño de la tubería bajo el punto de vista de su resistencia estructural.

Ejemplo.

Perfil longitudinal de un tramo con indicación de cotas, progresivas y profundidad de la rasante del colector (Fig. IV-4).

Tirante o altura de la lámina de agua

La variación del gasto en los colectores es una condición inevitable, ya que por una parte el colector es diseñado para un determinado período, al principio del cual el colector sólo recibe una porción pequeña del gasto de diseño, y por otra, existen variaciones horarias en las descargas que también alteran la condición de flujo en el conducto. Por razones de facilidades de limpieza y de mantenimiento que impidan obstrucción de colectores, se ha fijado un diámetro mínimo permisible, lo cual también hace que en la mayoría de los casos éstos no trabajen a sección plena, sino que normalmente fluyan parcialmente llenos.

Todas estas consideraciones son válidas para que el ingeniero proyectista que desee lograr un buen funcionamiento del alcantarillado tome previsiones

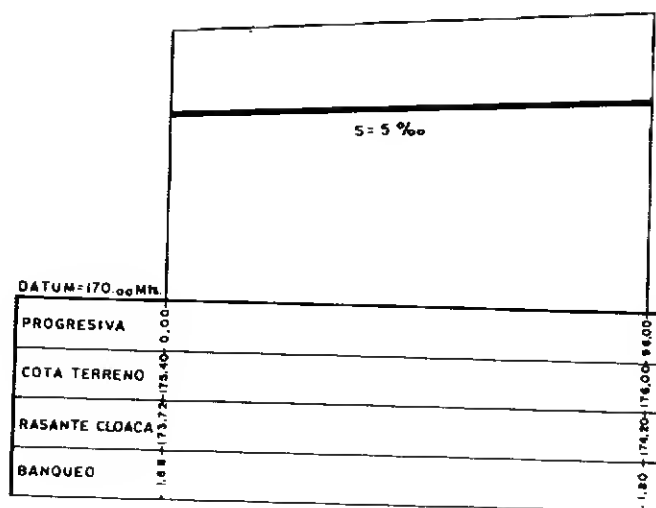


Fig. IV-4.—Perfil de un tramo de colector.

Debemos entonces distinguir dos elementos:

Unos, los que se refieren a la sección geométrica del conducto, y otros, los que se refieren al caudal que fluye por él. Por razones prácticas, generalmente se determinan las características hidráulicas para el colector trabajando a sección llena y se establecen posteriormente relaciones de los mismos elementos hidráulicos para diferentes alturas de agua en el colector. Estas relaciones se han denominado relación de elementos hidráulicos y se refieren al caudal, perímetro mojado, área mojada, radio hidráulico, rugosidad, velocidad y tirantes de agua.

- Tirante de agua: (H) será igual al diámetro del colector, $H = D$.
- Perímetro mojado $= \pi D$.
- Área mojada $= \frac{\pi D^2}{4}$.
- Radio hidráulico $= \frac{\pi D^{2/4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$.
- Velocidad $= V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$.
- Gasto o caudal $Q = V \times A$

$$Q = \frac{\pi}{n} r^{4/3} s^{1/2}$$

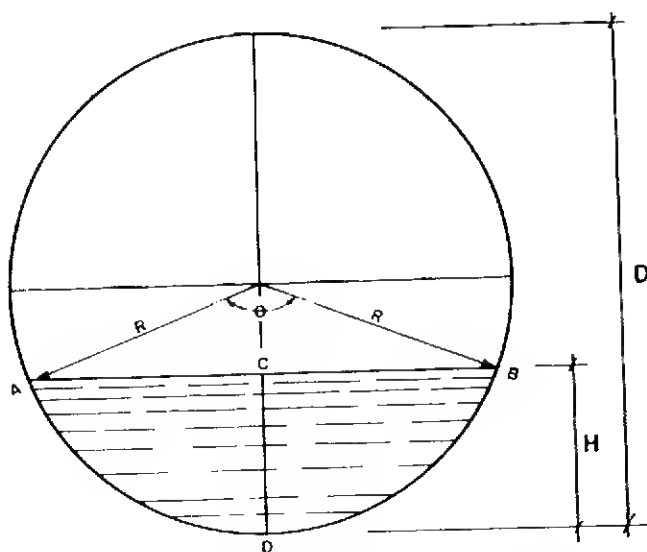


Fig. IV-5.—Altura de agua (H) en conducto circular.
Relaciones hidráulicas.

a) **Perímetro mojado**=arco ADB

$$\frac{P}{\theta} = \frac{\pi D}{360^\circ}$$

$$P = \frac{\pi D \theta}{360^\circ}$$

b) Area mojada = área del casquete CADBC.
Segmento CADBC = sector OADBO
- triángulo OAB.

$$\text{Sector OADB} = \frac{1}{2} \times \frac{D}{2} \times \text{cuerda ADB}$$

$$\text{Sector OADB} = \frac{1}{2} \times \frac{D}{2} \times \frac{1}{2} D \theta \frac{\pi}{360^\circ}$$

$$\overline{AB} = 2AC = 2R \sin \frac{\theta}{2}$$

$$\overline{CO} = R \cos \frac{\theta}{2}$$

$$\begin{aligned}\text{Triángulo OAB} &= \frac{1}{2} 2R \sin \frac{\theta}{2} \times R \cos \frac{\theta}{2} = \\ &= \frac{D^2}{4} \cdot \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2}\end{aligned}$$

pero:

$$\sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} = \frac{\sin \theta}{2}.$$

$$\text{Triângulo OAB} = \frac{D^2 \operatorname{sen} \theta}{4} - \frac{D^2}{2} = \frac{D^2}{8} \operatorname{sen} \theta$$

$$A = \text{área mojada} = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \theta - \sin \theta \right)$$

Radio hidráulico

$$\Gamma = \frac{A}{P} = \frac{\frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \theta - \sin \theta \right)}{\frac{\pi}{360^\circ} D \theta}$$

$$r = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{180^\circ \sin \theta}{\pi \theta} \right)$$

Relación entre el ángulo θ y el tirante de agua H

$$\overline{OC} = R \cos \frac{\theta}{2} \cdot \cos \frac{\theta}{2} = \frac{OC}{R}; \text{ pero } OC = R - H$$

Luego:

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{R-H}{R} = 1 - \frac{H}{R} = 1 - \frac{H}{D/2}$$

Por tanto, dando valores a H en función del diámetro se obtienen valores del ángulo θ . Calculando luego los elementos hidráulicos para varios ángulos podemos construir gráficas que nos permiten conocer los elementos hidráulicos para cualquier valor:

CUADRO IV-2

VARIACION DEL ANGULO θ , CON LA VARIACION DEL TIRANTE DE AGUA EN UN CONDUCTO CIRCULAR

Tirante	$\cos \frac{\theta}{2}$	$\theta/2$	θ	$\sin \theta$
0,05 D	0,9	25°50'30"	51°41' = 51,6833	0,7846
0,1 D	0,8	36°52'11"	73°44'22" = 73,7944	0,9603
0,2 D	0,6	53°7'48"	106°15'36" = 106,3500	0,9596
0,3 D	0,4	66°25'18"	132°50'36" = 132,9333	0,7321
0,4 D	0,2	78°27'47"	156°55'34" = 157,0111	0,3906
0,5 D	0	90	180° = 180,0000	0,0000
0,6 D	-0,2	101°32'13"	203°4'26" = 203,1389	-0,3930
0,7 D	-0,4	113°34'42"	227°9'24" = 227,2167	-0,7339
0,8 D	-0,6	126°52'12"	253°44'24" = 253,8000	-0,9603
0,9 D	-0,8	143°8'49"	286°17'38" = 286,3889	-0,9596
0,95 D	-0,9	154°9'30"	308°19' = 308,3167	-0,7846
1,0 D	0	180°	360° = 360,0000	0,0000

Conocidos estos valores, podemos determinar

los correspondientes al radio hidráulico, utilizando la expresión ya deducida:

$$r = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{180 \sin \theta}{\pi \theta} \right)$$

la cual transformamos, para efectos prácticos en $r = (0,25 - K) D$.

Donde:

$$K = \frac{180 \sin \theta}{4 \pi \theta} = 14,3239 \frac{\sin \theta}{\theta}$$

CUADRO IV-3

VARIACION DEL RADIO HIDRAULICO CON EL TIRANTE DE AGUA EN UN CONDUCTO CIRCULAR

Tirante	θ	$14,3239 \sin \theta$	K	$(0,25 - K) D$	Relación de radios hidráulicos r/r
0,05 D	51,6833	11,2385	0,2174	0,0326 D	0,1304
0,1 D	73,7944	13,7553	0,1864	0,0636 D	0,2544
0,2 D	106,3500	13,7452	0,1292	0,1208 D	0,4832
0,3 D	132,9333	10,4865	0,0789	0,1711 D	0,6844
0,4 D	157,0111	5,5949	0,0356	0,2144 D	0,8576
0,5 D	180,0000	0,0000	0,0000	0,2500 D	1,0000
0,6 D	203,1389	5,5949	-0,0275	0,2775 D	1,1100
0,7 D	227,2167	10,4865	-0,0462	0,2962 D	1,1848
0,8 D	253,8000	13,7452	-0,0542	0,3042 D	1,2168
0,9 D	286,3889	13,7553	-0,0480	0,2980 D	1,1920
0,95 D	308,3167	11,2385	-0,0365	0,2865 D	1,1460
1,0 D	360,0000	0,0000	0,0000	0,2500 D	1,0000

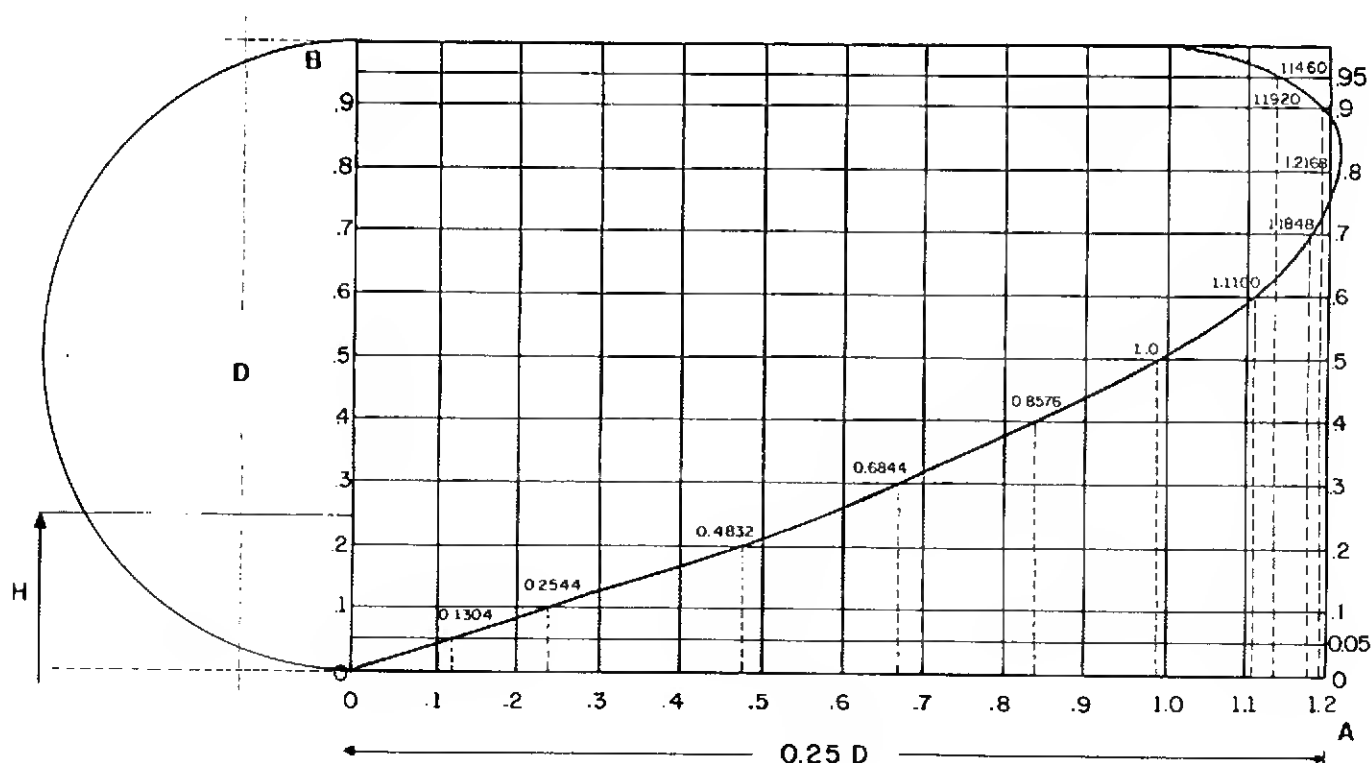


Fig. IV-6.—Curva de relación de radio hidráulico respecto al tirante de agua en conducto circular.

Los datos del cuadro IV-3 nos permiten construir la curva de relación de radio hidráulico para cualquier relación del tirante respecto al diámetro (Fig. IV-6).

Ejemplo

- a) En un colector de 30 cm de diámetro, cuál será el radio hidráulico, si el caudal Q provoca un tirante de agua de 18 cm.

$$\frac{H}{D} = \frac{18}{30} = 0,60$$

Con este valor interceptamos la curva, y proyectamos verticalmente hasta el eje de abscisas

$$\frac{r'}{r} = 1,11 \quad r' = 1,11 \times r$$

$$r' = 1,11 \times \frac{0,30}{4} = 0,0833 \text{ m}$$

En forma similar podemos construir las curvas de perímetro mojado y área mojada.

Relación de áreas

$$A_r = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180} \theta - \sin \theta \right) - D^2 (0,0021817 \theta - 0,125 \sin \theta)$$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 0,7854 D^2$$

$$\frac{A_r}{A_c} = \left(\frac{0,0021817 \theta - 0,125 \sin \theta}{0,7854} \right) D^2$$

$$\frac{A_r}{A_c} = 0,002778 \theta - 0,159155 \sin \theta$$

Dando valores a la relación de tirantes de agua, respecto al diámetro, se tiene:

CUADRO IV-4

VARIACION DEL AREA MOJADA CON RESPECTO AL TIRANTE DE AGUA EN UN CONDUCTO CIRCULAR

Tirante	θ	sen θ	Relación de áreas	
			$0,002778 \theta$	$0,159155 \sin \theta$
0,05 D	51,6833	0,7846	0,018703	
0,1 D	73,7944	0,9603	0,052164	
0,2 D	106,3500	0,9596	0,142715	
0,3 D	132,9333	0,7321	0,252771	
0,4 D	157,0111	0,3906	0,374011	
0,5 D	180,0000	0,0000	0,500000	
0,6 D	203,1389	-0,3930	0,626887	
0,7 D	227,2167	-0,7321	0,747725	
0,8 D	253,8000	-0,9603	0,857893	
0,9 D	286,3889	-0,9596	0,948314	
0,95 D	308,3167	-0,7846	0,981377	
1,0 D	360,0000	0,0000	1,0000	

Graficando los valores de las relaciones de área contra la relación de tirantes de agua, se obtiene la curva de la figura IV-7.

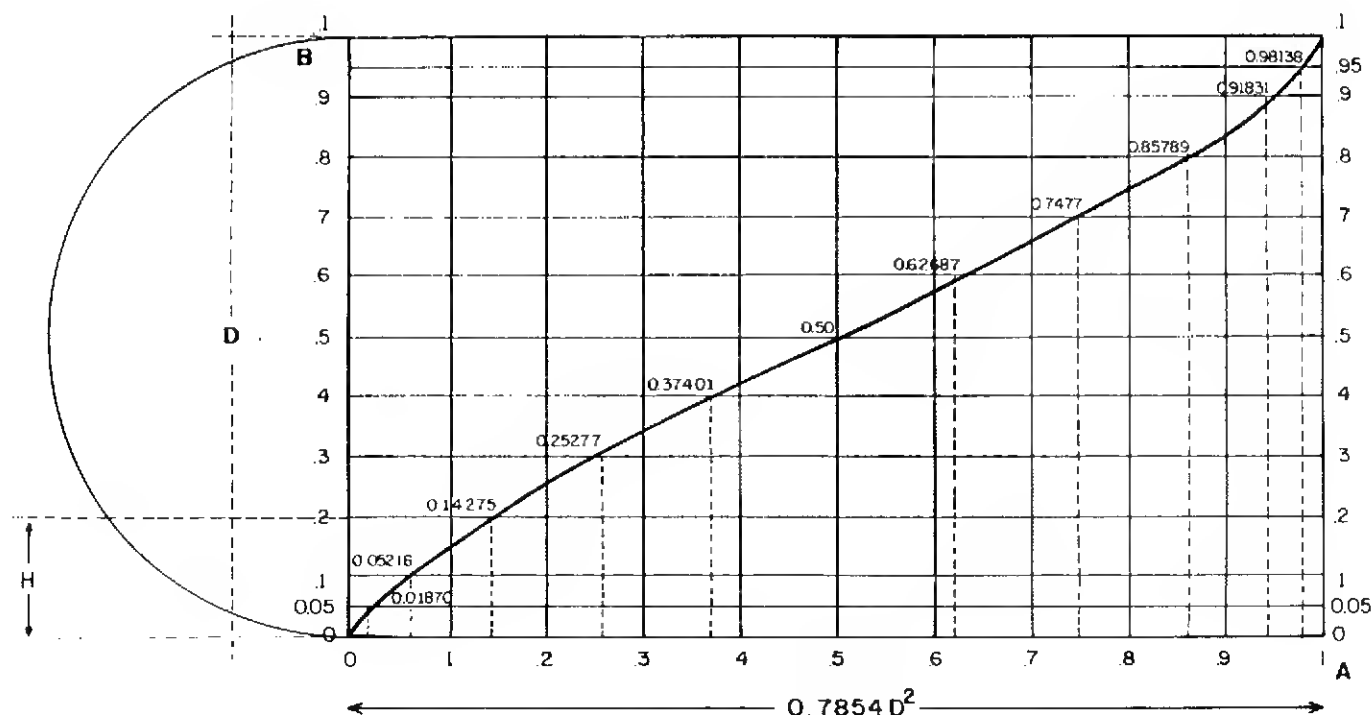


Fig. IV-7.—Curva de relación de áreas para distintas alturas de agua en conducto circular.

Ejemplo

Calcular el área mojada en un colector de 18 pulgadas (46 cm), cuando fluye con un tirante de agua de 30 cm

$$\frac{H}{D} = \frac{30}{46} = 0,65$$

con 0,65 entramos en el eje de ordenadas y obtenemos al cortar la curva y proyectar verticalmente

$$\frac{A_r}{A_c} = 0,69$$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 0,7854 \times (0,46)^2 = 0,1662$$

$$A_r = 0,69 \times 0,1662 = 0,1147 \text{ m}^2$$

Determinación de la velocidad correspondiente a cualquier tirante de agua

Aplicando la expresión de Manning, para canales abiertos, se tendrá que la velocidad a sección llena es:

$$V_c = \frac{1}{n} r_c^{2/3} s^{1/2}$$

y para un tirante cualquiera:

$$V_r = \frac{1}{n} r_r^{2/3} s^{1/2}$$

n y s constantes:

$$\frac{V_r}{V_c} = \frac{\frac{1}{n} r_r^{2/3} s^{1/2}}{\frac{1}{n} r_c^{2/3} s^{1/2}} = \left(\frac{r_r}{r_c} \right)^{2/3}$$

$$\text{pero } r_c = \frac{D}{4}$$

$$\frac{V_r}{V_c} = \frac{(r_r)^{2/3}}{\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}} = \frac{4^{2/3} (r_r)^{2/3}}{D^{2/3}}$$

$r_r = (0,25 - K) D$, luego:

$$\frac{V_r}{V_c} = \frac{4^{2/3} [(0,25 - K) D]^{2/3}}{D^{2/3}} = 4^{2/3} (0,25 - K)^{2/3}$$

con lo cual podemos obtener para diferentes tirantes de agua los valores de velocidad en función de la relación de alturas respecto al diámetro.

CUADRO IV-5

VARIACION DE LA VELOCIDAD CON LA VARIACION DEL TIRANTE DE AGUA EN UN CONDUCTO CIRCULAR

Tirante	$(0,25 - K)^{2/3}$	Relación de velocidades*
0,05 D	0,1020	0,2570
0,1 D	0,1593	0,4014
0,2 D	0,2444	0,6159
0,3 D	0,3082	0,7767
0,4 D	0,3582	0,9027
0,5 D	0,3968	1,000
0,6 D	0,4254	1,072
0,7 D	0,4443	1,1196
0,8 D	0,4523	1,1398
0,9 D	0,4461	1,1242
0,95 D	0,4346	1,0952
1,0 D	0,3968	1,0000

(*) Se ha usado la expresión de Manning. La utilización de otras fórmulas como la de Chezy conduce a resultados parecidos; sin embargo, conviene hacer comparaciones para determinar el grado de aproximación.

Ejemplos

Calcular la velocidad real de flujo de un cierto caudal que fluye a través de un conducto circular de 25 cm, con una altura de agua de 15 cm. Si la velocidad a sección plena es de 60 cm/sg.

$$\text{Calculamos la relación de altura } \frac{H}{D} = \frac{15}{25} = 0,60.$$

Con este valor entramos en la figura IV-8, y encontramos:

$$V_r/V_c = 1,07 \text{ luego } V_r = 1,07 \times 0,60 = 0,64 \text{ m/s}$$

Determinación del gasto Q correspondiente a cualquier tirante de agua

Mediante la aplicación de la ecuación de continuidad $Q = V \times A$, conocidas las velocidades de flujo y el área mojada para cualquier tirante se puede encontrar el gasto o caudal correspondiente y su relación a sección plena. Esto permite múltiples usos y determinaciones gráficas, así: llamando Q_c la capacidad de un colector cualquiera, se tiene:

$$Q_c = V_c \times A_c$$

siendo:

V_c = Velocidad a sección plena.

A_c = Área del colector.

CUADRO IV-6

VARIACION DEL CAUDAL EN UNA SECCION CIRCULAR

Tirante	Relación de velocidades	Relación de áreas	Relación de gastos
0,05 D	0,2570	0,018703	0,0048
0,1 D	0,4014	0,052164	0,0209
0,2 D	0,6159	0,142715	0,0879
0,3 D	0,7767	0,252771	0,1963
0,4 D	0,9027	0,374011	0,3376
0,5 D	1,0000	0,500000	0,5000
0,6 D	1,072	0,626868	0,6720
0,7 D	1,1196	0,747725	0,8372
0,8 D	1,1398	0,857893	0,9778
0,9 D	1,1242	0,948314	1,0661
1,0 D	1,0952	0,981377	1,0748
	1,0000	1,000000	1,0000

y llamando Q_r al gasto para un tirante de agua cualquiera

$$Q_r = V_r \times A_r$$

la relación

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{V_r \times A_r}{V_c \times A_c} = \frac{\frac{1}{n} (V_r)^{2/3} S^{1/2} \times A_r}{\frac{1}{n} (V_c)^{2/3} S^{1/2} \times A_c} = \left(\frac{V_r}{V_c} \right)^{2/3} \times \left(\frac{A_r}{A_c} \right)$$

Con las relaciones de áreas y de velocidad ya calculadas podemos obtener las relaciones de gasto para las diferentes relaciones de tirantes de agua.

Con los datos así obtenidos podemos construir la curva de relación de descargas.

RELACION DE ELEMENTOS HIDRAULICOS

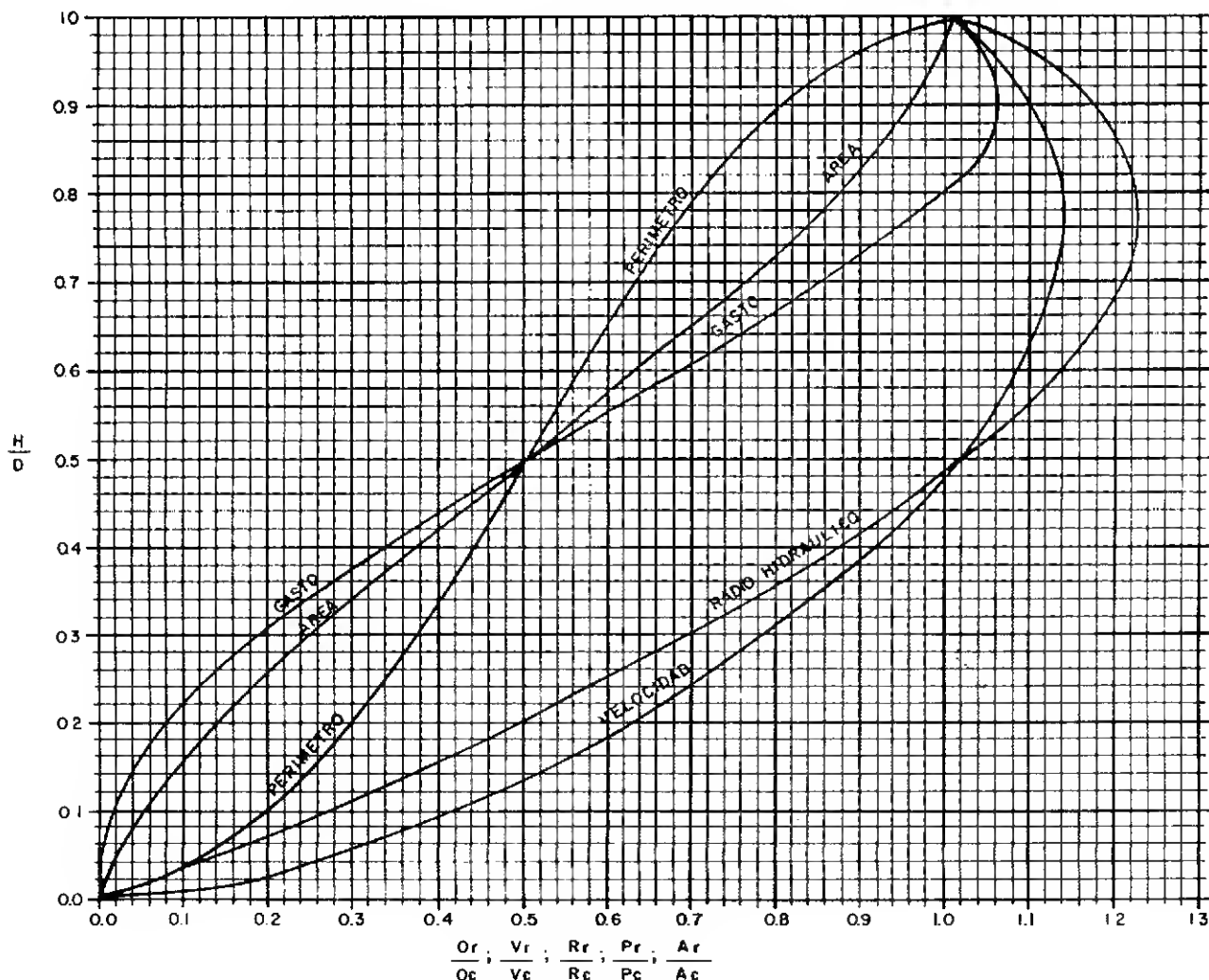


Fig. IV-8.—Curva de variación de elementos hidráulicos respecto al tirante de agua o relación de alturas.

Para efectos prácticos se prepara una sola gráfica con todas las relaciones de elementos hidráulicos, con lo cual puede hacerse la determinación de todas las características de flujo para una condición dada (Fig. IV-8).

Ejemplo

Un colector de 24" (61 cm) trabajando a sección plena tiene una capacidad de 607 lt/sg y una velocidad de flujo de 2,08 m/sg.

- a) Determinar la velocidad, el tirante de agua y el área mojada, cuando el caudal es de 365 lt/sg.

- b) Determinar el caudal, la velocidad y el área mojada cuando el tirante de agua sea de 5 cm.

Solución

- a) Calculando la relación de gasto

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{365}{607} = 0,6013$$

con este valor entramos en el eje de las abscisas e interceptamos la curva de gasto; proyectamos horizontalmente y leemos en el eje de ordenadas la relación $\frac{H}{D} = 0,56$ (Fig. IV-9).

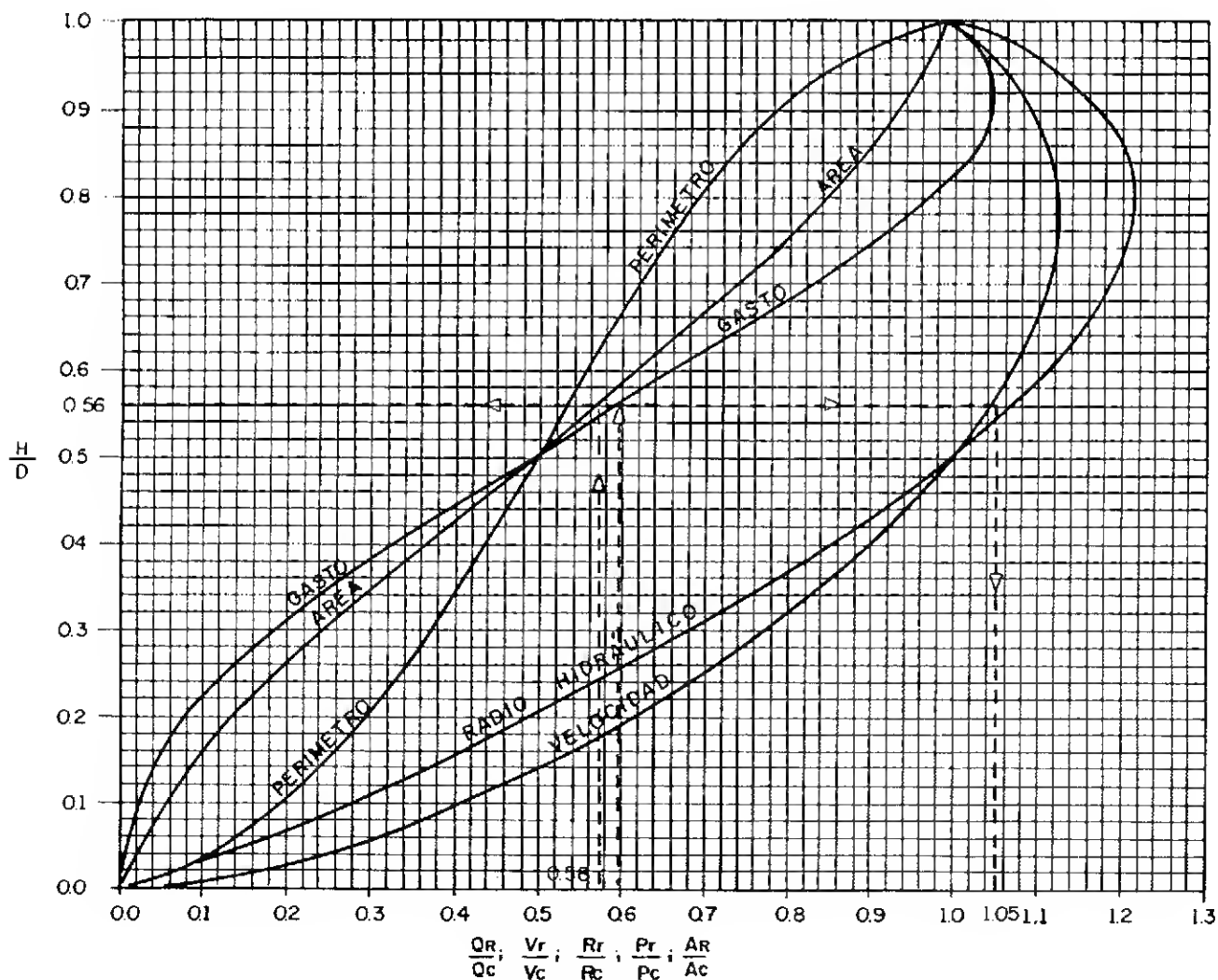


Fig. IV-9.—Solución a).

A partir de allí se intercepta horizontalmente la curva de relación de áreas y de relación de velocidades, leyendo en el eje de las abscisas.

$$\frac{A_r}{A_c} = 0,58 \quad \text{y} \quad \frac{V_r}{V_c} = 1,05, \text{ respectivamente}$$

con estos valores obtenemos:

$$H = 0,56 \times 61 = 34,2 \text{ cm.}$$

$$V_r = 1,05 \times 2,08 = 2,18 \text{ m/sg.}$$

$$A_r = 0,58 \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) = \frac{0,58(0,61)^2 \pi}{4} = 0,1695 \text{ m}^2$$

b) Determinamos la relación de tirantes de agua $\frac{H}{D} = \frac{5}{61} = 0,082$

con este valor entramos en el eje de ordenadas (Fig. IV-10) e interceptamos las curvas de relación gasto, velocidad y área mojada, obteniendo:

$$\frac{Q_r}{Q_c} = 0,018 \quad Q_r = 0,018 \times 607 = 10,93 \text{ lt/sg}$$

$$\frac{V_r}{V_c} = 0,36 \quad V_r = 0,36 \times 2,08 = 0,75 \text{ m/sg}$$

$$\frac{A_r}{A_c} = 0,04 \quad A_r = 0,04 \times \frac{\pi(0,61)^2}{4} = 0,0117 \text{ m}^2$$

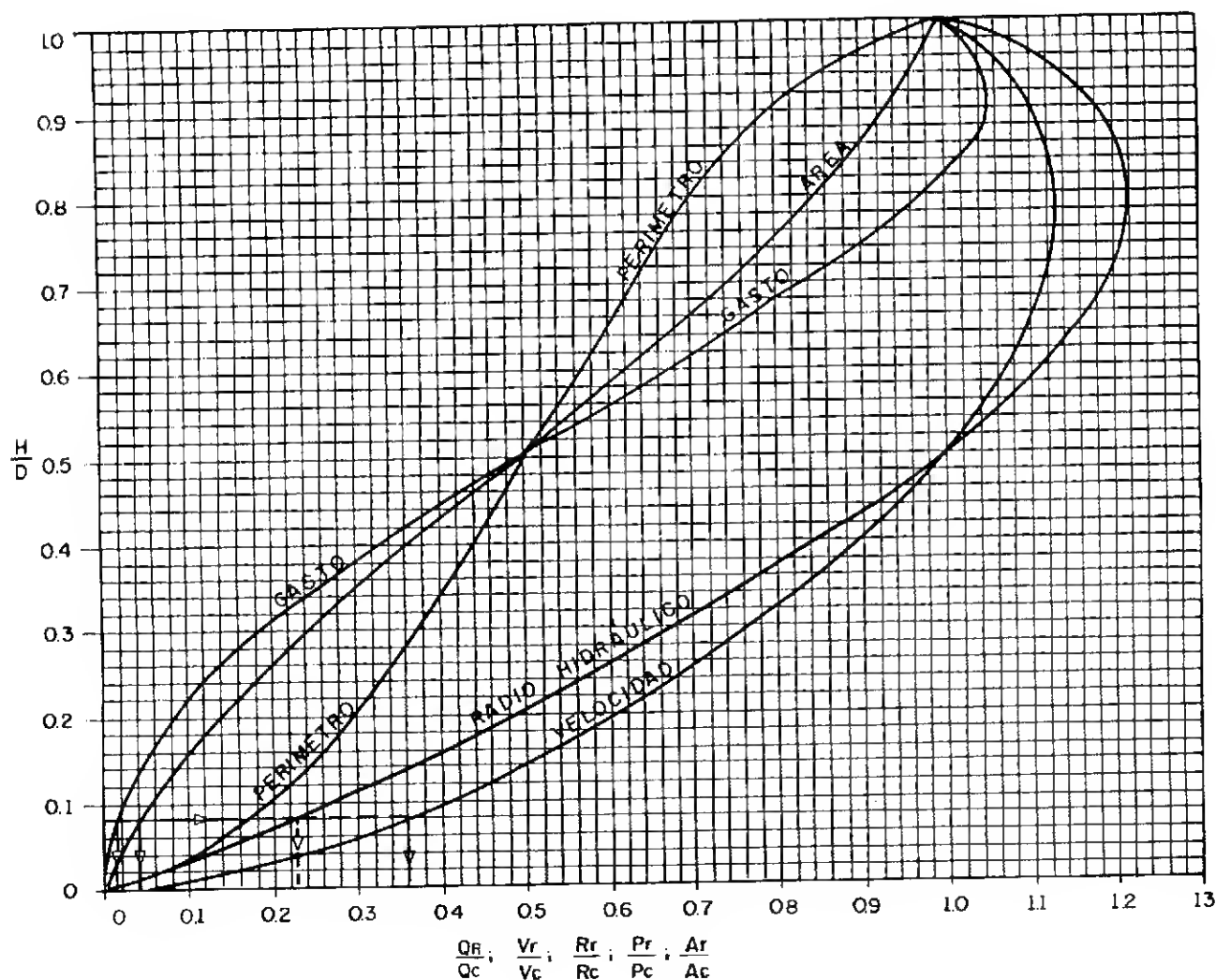


Fig. IV-10.—Solución b).

Conviene verificar en todos los casos que la velocidad real del flujo está dentro de los límites mínimos y máximos para evitar sedimentación o erosión, respectivamente. En este caso conviene verificar la velocidad de arrastre

$$V_a = \frac{1}{n} r^{1/6} [K_e (S_0 - 1)]^{1/2}$$

asumiendo

$$K = 0,04, \quad e = 0,20 \text{ cm}, \quad n = 0,013 (\text{Ø}24'')$$

$$\frac{R_r}{R_c} = 0,23 \text{ (obtenido de la curva)}$$

$$R_r = 0,23 \frac{61}{4} = 3,51 \text{ cm}$$

$$V_a = \frac{1}{0,013} (0,035)^{1/6} [0,04 \times 0,002 \times (1,65)]^{1/2}$$

$$V_a = \frac{0,5719 \times 0,01149}{0,013} = 0,5055 \text{ m/sg} < 0,75 \text{ m/sg}$$

Luego la velocidad de flujo es suficiente para el arrastre de material.

En el ejemplo anterior hemos considerado un coeficiente $K=0,04$ (valor más bajo del rango), esto nos hace suponer que si se trata de material más adherente que una arena lavada, en algunas ocasiones, la velocidad de flujo para una condición de tirante de agua pequeño no será suficiente para provocar el arrastre.

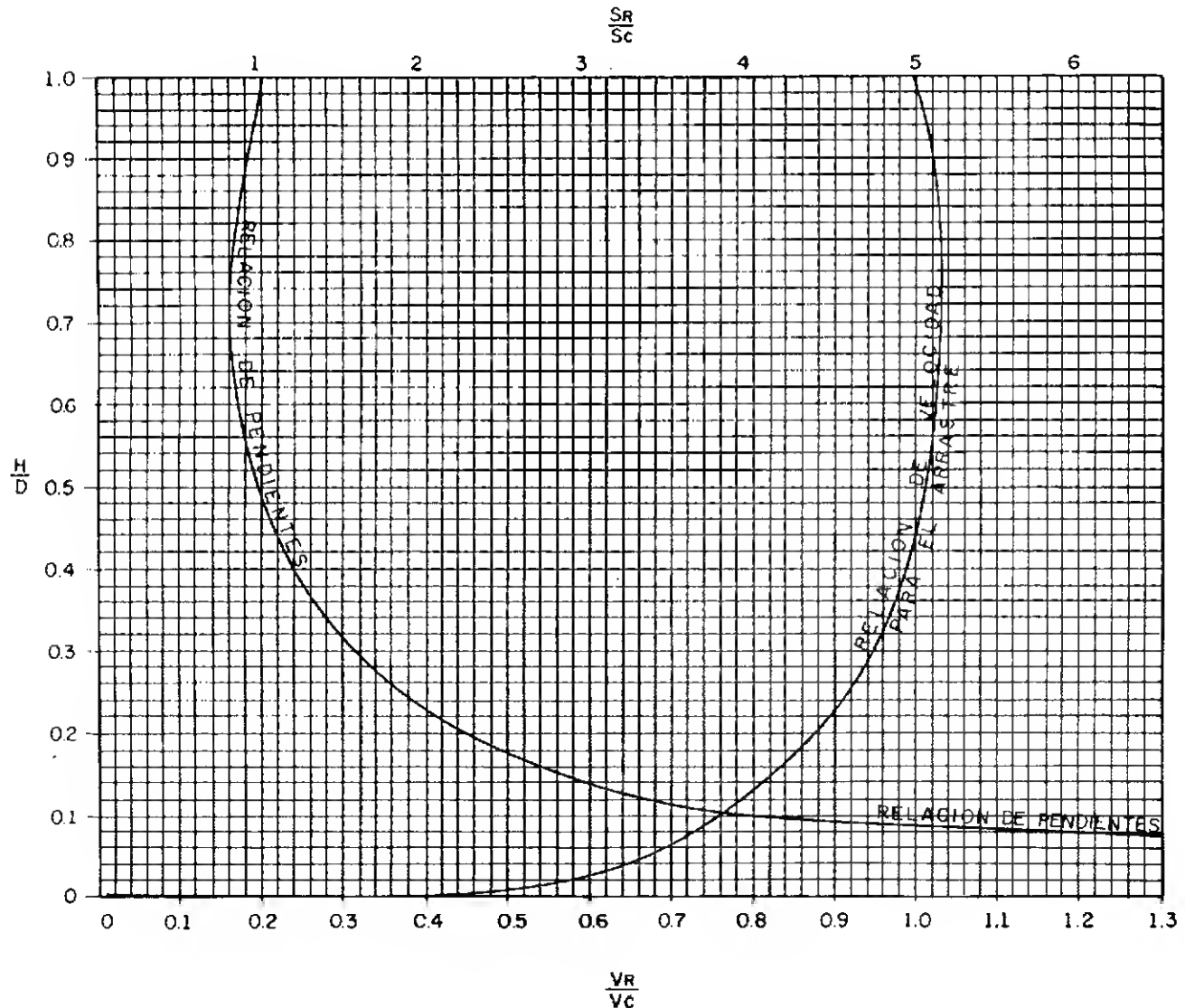


Fig. IV-11.—Relación de velocidad y pendiente respecto al tirante de agua para provocar el arrastre de sedimentos.

En efecto, tomando para K el valor máximo del rango establecido $K=0,8$ se tiene:

$$V_a = \frac{1}{0,013} (0,035)^{1/6} (0,8 \times 0,002 \times 1,65)^{1/2}$$

$$V_a = \frac{0,5719 \times 0,0514}{0,013} = 2,26 \text{ m/sg} > 0,75$$

(no es suficiente).

Luego sería recomendable, cuando el tirante de agua es pequeño, incrementar la pendiente del colector, a fin de lograr una fuerza cortante capaz de arrastrar los sedimentos.

Como se observa, en la curva de relación de velocidades (Fig. IV-8), la velocidad a flujo parcial para un tirante igual a la mitad del diámetro del colector (fluyendo medio lleno) es igual a la velocidad a sección plena; asimismo observamos que a partir de $0,5 D$ y hasta $H=1,0$, la velocidad es mayor que la V_c , luego para colectores fluyendo con tirantes mayores de $0,5 D$ no habrá problemas de sedimentación, si diseñamos para una velocidad a sección plena mayor que la velocidad de arrastre.

El problema en estos casos podría ser de erosión en caso de velocidades muy altas.

Relación de gradientes para facilitar arrastre de sedimentos

A fin de prevenir la sedimentación en colectores fluyendo con tirantes de agua menores que $0,50 D$ conviene determinar la condición de pendiente recomendable.

Siendo la fuerza cortante $F_r = \gamma r s$ que hemos aplicado para determinar la velocidad de arrastre a sección llena, podemos establecer igualdad en dicha fuerza para que al modificarse el radio hidráulico se produzca el arrastre, luego:

$$F_{R_c} = \gamma r_c s_c \quad (\text{Sección llena}) \quad [1]$$

$$F_{R_r} = \gamma r_r s_r \quad (\text{Sección parcial}) \quad [2]$$

Luego $F_{R_c} = F_{R_r}$, para facilitar el arrastre

$$r_c s_c = r_r s_r \quad [3]$$

$$S_r = \left(\frac{r_c}{r_r} \right) S_c \quad [4]$$

siendo la velocidad de flujo:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad [5]$$

$$\frac{V_r}{V_c} = \frac{\frac{1}{n} r_r^{2/3} s_r^{1/2}}{\frac{1}{n} r_c^{2/3} s_c^{1/2}} = \frac{(r_r)^{2/3} (s_r)^{1/2}}{(r_c)^{2/3} (s_c)^{1/2}} \quad [6]$$

y sustituyendo el valor de [4] en la ecuación [6]

$$\frac{V_r}{V_c} = \frac{(r_r)^{2/3} \left[\left(\frac{r_c}{r_r} \right) s_c \right]^{1/2}}{(r_c)^{2/3} (s_c)^{1/2}} = \frac{(r_r)^{2/3} (r_c)^{1/2} (s_c)^{1/2}}{(r_c)^{2/3} (r_r)^{1/2} (s_c)^{1/2}} = \left(\frac{r_r}{r_c} \right)^{1/6}$$

Similarmente

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \left(\frac{r_r}{r_c} \right)^{1/6} \times \left(\frac{A_r}{A_c} \right)$$

dando valores a la relación de tirantes de agua respecto al diámetro, obtendremos las relaciones de velocidad y de caudal para la condición de arrastre y obtener luego la relación de pendientes para la condición de flujo parcialmente lleno, la cual por la ecuación [4] vemos que es la inversa de la relación de radios hidráulicos.

CUADRO IV-7

VARIACION DE VELOCIDAD Y DE CAUDAL, PARA LOGRAR ARRASTRE A DIFERENTES PROFUNDIDADES

Tirantes	$\left(\frac{V_r}{V_c} \right)$	$\left(\frac{A_r}{A_c} \right)$	$\left(\frac{Q_r}{Q_c} \right)$	$\left(\frac{S_r}{S_c} \right)$
0,05 D	0,7121	0,0187	0,0133	7,67
0,1 D	0,7960	0,0522	0,0416	3,93
0,2 D	0,8858	0,1427	0,1264	2,07
0,3 D	0,9387	0,2528	0,2373	1,46
0,4 D	0,9747	0,3740	0,3645	1,17
0,5 D	1,0000	0,5000	0,5000	1,00
0,6 D	1,0175	0,6269	0,6379	0,90
0,7 D	1,0287	0,7477	0,7692	0,84
0,8 D	1,0333	0,8579	0,8865	0,82
0,9 D	1,0297	0,9483	0,9765	0,84
0,95 D	1,0230	0,9814	1,0040	0,87
1,0 D	1,0000	1,000	1,0000	1,00

En la figura IV-11 se han graficado las curvas de relación de velocidad, de caudal y de pendiente para las condiciones de arrastre de sedimentos.

De la observación de la curva que representa la relación de pendientes de la figura IV-11 se evidencia que hasta una tirante de agua igual a $0,5 D$ las pendientes aseguran una velocidad de flujo igual o mayor que la velocidad de arrastre determinada a base de la sección llena, pero a tirantes menores la pendiente debe incrementarse a fin de asegurar que la velocidad de flujo sea igual a la fijada para el arrastre a sección plena.

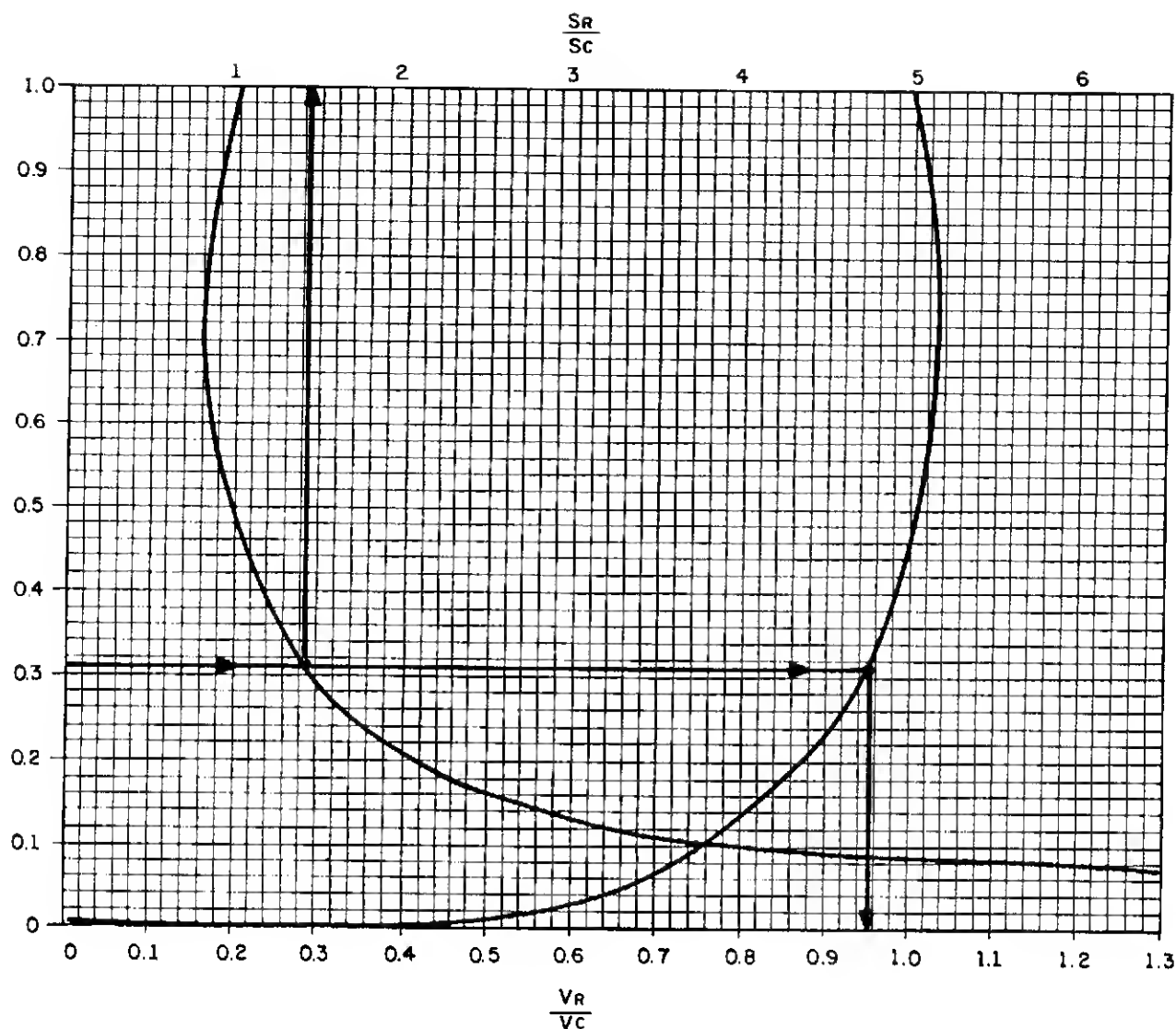


Fig. IV-12.—Ejemplo de uso de la curva para velocidad de arrastre.

Así, para un tirante de agua $0,3 D$, la pendiente que asegura el arrastre es aproximadamente 1,5 veces la velocidad fijada para el arrastre a sección plena; para $0,2 D$ debe ser el doble y para $0,1 D$ deberá ser cuatro veces la pendiente a sección plena.

Ejemplos

Un colector de $\varnothing = 8''$ (20 cm) diseñado para conducir un caudal $Q = 6,5$ lt/sg tiene una pendiente de 12 por 1.000, con lo cual alcanzaría una velocidad a sección plena de $1,0$ m/sg y una capacidad de $32,4$ lt/sg ($n = 0,015$).

Se pregunta

- ¿Cuál es la velocidad de flujo para el gasto real de diseño y cuál el tirante de agua?
- ¿Cuál debe ser la pendiente a fin de tener una velocidad de corriente igual a la que se asumió a sección plena?

$\varnothing = 8''$ (20 cm)
 $S = 12$ por 1.000
 $Q_c = 32,4$ lt/sg
 $V_c = 1,0$ m/sg
 $Q_r = 6,5$ lt/sg

calculando la relación de gasto

$$\frac{Q_r}{Q_c} = \frac{6,5}{32,4} = 0,20$$

Si con este valor entramos en las curvas de variación de relaciones hidráulicas obtenemos:

$$\frac{H}{D} = 0,31 \quad \frac{A_r}{A_c} = 0,26 \quad \frac{r_r}{r_c} = 0,70 \quad \frac{V_r}{V_c} = 0,79$$

de donde:

$$H = 0,31 \times 0,20 = 0,062 \text{ m} = 6,2 \text{ cm}$$

$$A_r = 0,26 \times 0,7854 \times (0,20)^2 = 0,0082 \text{ m}^2$$

$$r_r = 0,70 \times \frac{0,20}{4} = 0,035 \text{ m}$$

$$V_r = 0,79 \times 1,0 = 0,79 \text{ m/sg}$$

Si se considera que la velocidad a sección plena $V=1,0$ m/sg es la velocidad conveniente para el arrastre, el gasto real $Q=6,5$ lt/sg que provoca una altura de agua de 6,2 cm con una velocidad de 0,79 m/sg no sería capaz de producir la fuerza cortante necesaria, en cuyo caso la determinamos utilizando la curva de la figura IV-12, para la condición de arrastre con

$$\frac{H}{D} = 0,31 \quad \frac{S_r}{S_c} = 1,45 \quad \frac{V_r}{V_c} = 0,95$$

Luego la pendiente que lograría la velocidad de arrastre del material igual a la que provoca la velocidad a sección plena sería

$$S_r = 1,45 \times 12 = 17,4 \text{ por } 1.000,$$

con lo cual la velocidad se incrementa a:

$$V_r = 0,95 \times 1,0 = 0,95 \text{ m/sg}$$

CAPITULO V

Diámetros y clases de tuberías

Selección de diámetros.

Expresiones para el cálculo. Ecuación de Manning.

Abacos para tubos a sección llena.

Tablas para revisión de conductos circulares.

Fórmulas modificadas. Abacos y tablas.

Clases de tubería.

Presentación de cálculos. Modelo.

Para la selección de diámetros es necesario considerar dos aspectos en el comportamiento del flujo en tuberías:

- a) Conductos trabajando como canales abiertos
- b) Como conductos a presión

Expresiones para el cálculo. Abacos y tablas

La expresión más generalizada para el diseño de colectores trabajando como canales abiertos es la ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2},$$

la cual tiene su origen en la fuerza de fricción que se genera al fluir agua a través de un conducto

$$F_R = f(n, A, p, L, V) = C \left(\frac{p}{A} \right)^u \left(\frac{L}{n} \right)^t$$

y cuya estimación por Chezy conduce a expresión de velocidad media

$$V = Cr^2 s^x$$

Por razones de orden práctico, y a fin de facilitar el diseño, se trabaja con la fórmula de Manning usando ábacos preparados para diferentes valores de n , trabajando a sección plena.

Los coeficientes de rugosidad n dependen del material de conducto, de la sección, de las irregularidades del colector, y su cuantificación es difícil e imprecisa, habiendo sido determinado experimental-

mente por diversos investigadores con resultados que ofrecen variaciones unos de otros.

En nuestro caso, donde principalmente se usa tubería de concreto se aplican valores de $n=0,015$ para tuberías hasta 21 pulgadas (53 cm) de diámetro, inclusive, y de 0,013 para colectores de concreto con diámetros mayores a 21 pulgadas.

A continuación se presenta el ábaco de la figura V-1 preparado por ingenieros del Ministerio de Obras Públicas, que representan los cálculos para la ecuación de Manning en colectores fluyendo a sección plena, para los dos valores de n mencionados anteriormente.

Los ábacos de las figuras V-2 a V-7 permiten preseleccionar diámetros en función de gasto y pendiente para valores de $n=0,009, 0,010, 0,011, 0,013$ y $0,015$ en aquellos casos en que la superficie interna de la tubería permite tales coeficientes de fricción. Por ejemplo, en caso de tuberías de arcilla vitrificada puede estimarse un valor de $n=0,010$ a $0,011$, y tuberías de material plástico PVC u otro, admite valores de n menores (0,009).

Para fines de revisión, ingenieros de la antigua División de Ingeniería Sanitaria del M.S.A.S. prepararon un grupo de tablas que se presentan a continuación y que facilitan la revisión de los proyectos que dicha dependencia controla, como organismo responsable por la permisología de esta área ingenieril.

Dichos cuadros (V-1 al V-18) están preparados para cada uno de los diámetros comerciales existentes, y contemplan la velocidad y gasto a sección plena, y para un tirante mínimo de 5 cm.

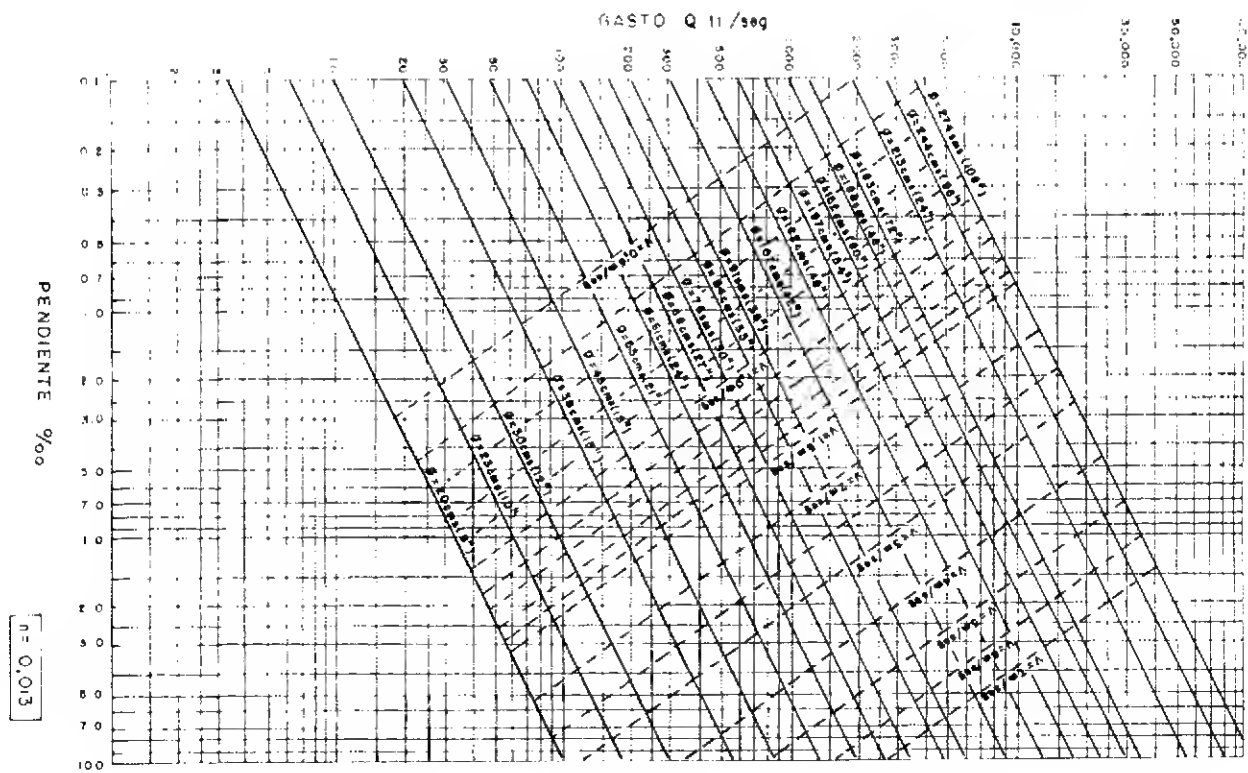
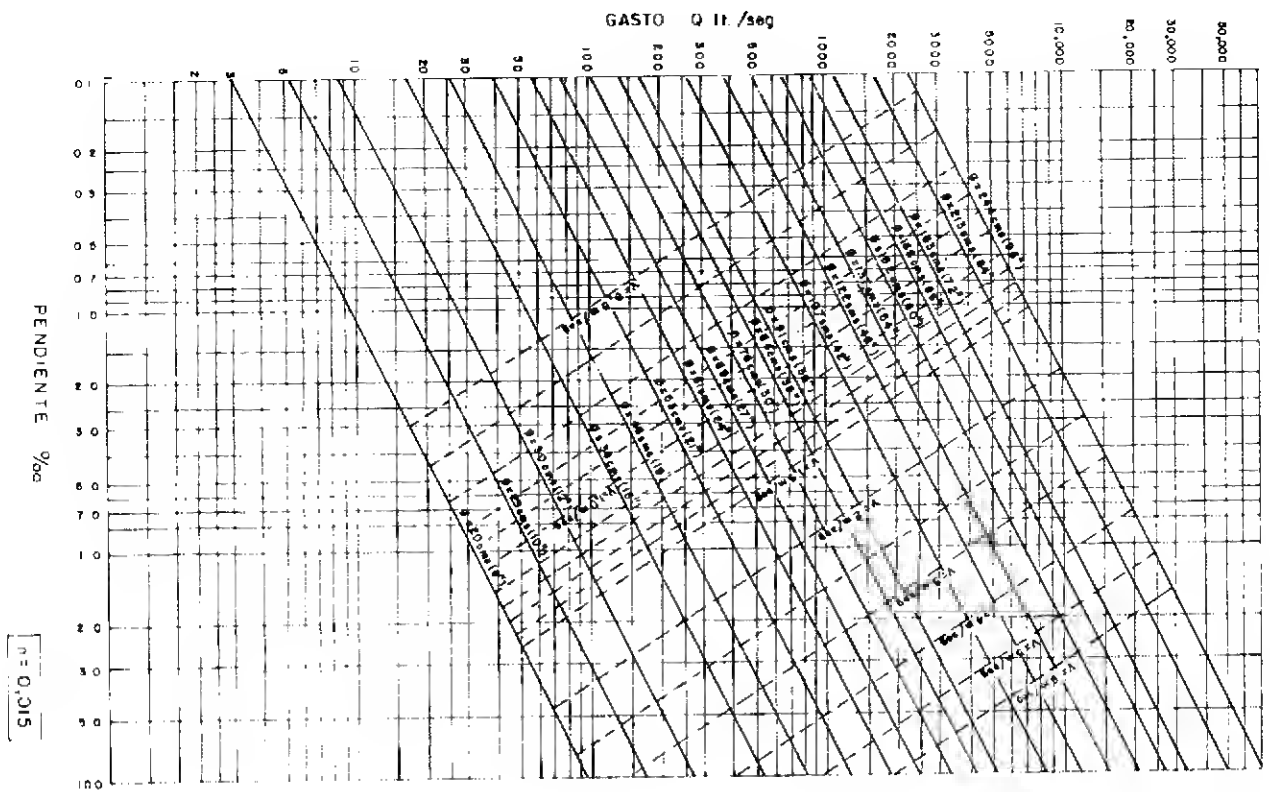


Fig. V-1.—Abaco para el cálculo de conductos circulares trabajando a sección plena (Ecuación de Manning). a) $n=0.015$. b) $n=0.013$.

CUADRO V-1

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES									
Diámetro nominal del tubo: 20 cm (8")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
4	18,8	0,58	2,5	0,40	125	105,1	3,24	14,0	2,25
4,5	19,8	0,61	2,7	0,43	130	107,1	3,30	14,3	2,30
5	21,1	0,65	2,8	0,45	135	109,0	3,36	14,5	2,34
5,5	22,1	0,68	2,9	0,47	140	111,3	3,43	14,8	2,38
6	23,0	0,71	3,0	0,49	145	113,2	3,49	15,1	2,43
6,5	24,0	0,74	3,2	0,51	150	115,2	3,55	15,3	2,47
7	25,0	0,77	3,3	0,53	155	117,1	3,61	15,6	2,51
7,5	25,6	0,79	3,4	0,55	160	118,7	3,66	15,8	2,55
8	26,6	0,82	3,5	0,57	165	120,7	3,72	16,1	2,59
9	28,2	0,87	3,7	0,60	170	122,6	3,78	16,3	2,63
10	29,8	0,92	4,0	0,64	175	124,2	3,83	16,6	2,67
12	32,4	1,00	4,3	0,70	180	126,2	3,89	16,7	2,70
14	35,0	1,08	4,7	0,75	185	127,8	3,94	17,0	2,74
16	37,6	1,16	5,0	0,81	190	129,4	3,99	17,2	2,78
18	39,9	1,23	5,3	0,86	195	131,1	4,04	17,4	2,81
20	41,8	1,29	5,6	0,90	200	133,0	4,10	17,7	2,85
25	47,0	1,45	6,3	1,01	205	134,6	4,15	17,9	2,89
30	51,6	1,59	6,8	1,10	210	136,2	4,20	18,1	2,92
35	55,5	1,71	7,4	1,19	215	137,9	4,25	18,4	2,96
40	59,4	1,83	7,9	1,27	220	139,2	4,29	18,5	2,99
48	62,9	1,94	8,4	1,35	225	140,8	4,34	18,7	3,02
50	66,5	2,05	8,9	1,43	230	142,4	4,39	19,0	3,06
55	69,7	2,15	9,2	1,49	235	144,0	4,44	19,2	3,09
60	72,7	2,24	9,7	1,56	240	145,7	4,49	19,3	3,12
65	75,9	2,34	10,1	1,63	245	147,0	4,53	19,5	3,15
70	78,5	2,42	10,5	1,69	250	148,6	4,58	19,8	3,19
75	81,4	2,51	10,9	1,75	255	149,9	4,62	20,0	3,22
80	84,0	2,59	11,2	1,80	260	151,5	4,67	20,2	3,25
85	86,6	2,67	11,5	1,86	265	152,8	4,71	20,3	3,28
90	89,2	2,75	11,8	1,91	270	154,4	4,76	20,5	3,31
95	91,5	2,82	12,2	1,96	275	155,7	4,80	20,7	3,34
100	94,1	2,90	12,5	2,02	280	157,3	4,85	20,9	3,37
105	96,3	2,97	12,8	2,06	285	158,6	4,89	21,1	3,40
110	98,6	3,04	13,1	2,11	290	159,9	4,93	21,3	3,43
115	100,9	3,11	13,4	2,16	295	161,2	4,97	21,5	3,46
120	102,8	3,17	13,7	2,21	300	162,8	5,02	21,6	3,49

CUADRO V-2

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA

TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES

Diámetro nominal del tubo: 25 cm (10")

Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰ ₆₀	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰ ₆₀	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
3	29,4	0,58	2,5	0,36	55	125,6	2,48	10,7	1,52
4	33,9	0,67	2,9	0,41	60	131,7	2,60	11,2	1,59
5	38,0	0,75	3,2	0,46	65	136,8	2,70	11,7	1,66
6	41,5	0,82	3,5	0,50	70	141,8	2,80	12,1	1,72
7	45,1	0,89	3,8	0,54	75	146,9	2,90	12,6	1,78
8	48,1	0,95	4,1	0,58	80	152,0	3,00	13,0	1,84
9	51,2	1,01	4,4	0,62	85	156,5	3,09	13,3	1,89
10	53,7	1,06	4,6	0,65	90	161,1	3,18	13,8	1,95
11	56,2	1,11	4,8	0,68	95	165,7	3,27	14,1	2,00
12	58,8	1,16	5,0	0,71	100	169,7	3,35	14,5	2,05
13	61,3	1,21	5,2	0,74	105	173,8	3,43	14,8	2,10
14	63,3	1,25	5,4	0,77	110	178,3	3,52	15,2	2,15
15	65,9	1,30	5,6	0,80	115	181,9	3,59	15,5	2,20
16	67,9	1,34	5,8	0,82	120	185,9	3,67	15,9	2,25
17	69,9	1,38	6,0	0,85	125	190,0	3,75	16,2	2,30
18	71,9	1,42	6,1	0,87	130	193,5	3,82	16,5	2,34
19	74,0	1,46	6,3	0,89	135	197,1	3,89	16,9	2,39
20	76,0	1,50	6,5	0,92	140	201,1	3,97	17,2	2,43
21	78,0	1,54	6,6	0,94	145	204,7	4,04	17,4	2,47
22	79,5	1,57	6,8	0,96	150	207,7	4,10	17,7	2,51
23	81,6	1,61	6,9	0,98	155	211,3	4,17	18,1	2,56
24	83,1	1,64	7,1	1,01	160	214,8	4,24	18,4	2,60
25	85,1	1,68	7,3	1,03	165	217,8	4,30	18,6	2,64
26	86,6	1,71	7,4	1,05	170	221,4	4,37	18,9	2,68
27	88,1	1,74	7,6	1,07	175	224,4	4,43	19,2	2,72
28	89,7	1,77	7,7	1,09	180	228,0	4,50	19,4	2,75
29	91,2	1,80	7,8	1,11	185	231,0	4,56	19,7	2,79
30	93,2	1,84	7,9	1,12	190	234,0	4,62	20,0	2,83
31	94,8	1,87	8,0	1,14	195	237,1	4,68	20,3	2,87
32	96,3	1,90	8,2	1,16	200	240,1	4,74	20,5	2,90
33	97,8	1,93	8,3	1,18	205	243,2	4,80	20,8	2,94
34	98,8	1,95	8,5	1,20	210	246,2	4,86	21,0	2,98
35	100,3	1,98	8,5	1,21	215	248,7	4,91	21,3	3,01
40	107,4	2,12	9,2	1,30	220	251,8	4,97	21,5	3,05
45	114,0	2,25	9,7	1,38	225	254,8	5,03	21,7	3,08
50	120,1	2,37	10,2	1,45	—	—	—	—	—

CUADRO V-3

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES									
Diámetro nominal del tubo: 30 cm (12")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
2,5	43,8	0,60	2,6	0,33	40	175,1	2,40	10,2	1,31
3	48,2	0,66	2,8	0,36	42	179,5	2,46	10,5	1,34
3,5	51,8	0,71	3,0	0,39	44	183,9	2,52	10,8	1,38
4	55,4	0,76	3,3	0,42	46	187,5	2,57	11,0	1,41
4,5	58,4	0,80	3,4	0,44	48	191,9	2,63	11,2	1,44
5	62,0	0,85	3,6	0,46	50	195,5	2,68	11,5	1,47
5,5	64,9	0,89	3,8	0,49	52	199,2	2,73	11,7	1,50
6	67,9	0,93	4,0	0,51	54	203,6	2,79	11,9	1,52
6,5	70,8	0,97	4,1	0,53	56	207,2	2,84	12,1	1,55
7	73,0	1,00	4,3	0,55	58	210,9	2,89	12,3	1,58
7,5	75,9	1,04	4,5	0,57	60	214,5	2,94	12,6	1,61
8	78,1	1,07	4,6	0,59	65	223,3	3,06	13,0	1,67
8,5	81,0	1,11	4,7	0,60	70	231,3	3,17	13,6	1,74
9	83,2	1,14	4,8	0,62	75	240,0	3,29	14,1	1,80
9,5	85,4	1,17	5,0	0,64	80	247,3	3,39	14,5	1,86
10	87,6	1,20	5,2	0,66	85	255,4	3,50	14,9	1,91
11	91,9	1,26	5,4	0,69	90	262,7	3,60	15,4	1,97
12	95,6	1,31	5,6	0,72	95	270,0	3,70	15,8	2,02
13	100,0	1,37	5,9	0,75	100	276,5	3,79	16,2	2,07
14	103,6	1,42	6,1	0,78	105	283,8	3,89	16,6	2,13
15	107,3	1,47	6,2	0,80	110	290,4	3,98	17,0	2,18
16	110,9	1,52	6,5	0,83	115	296,9	4,07	17,3	2,22
17	113,8	1,56	6,7	0,86	120	303,5	4,16	17,7	2,27
18	117,5	1,61	6,9	0,88	125	309,4	4,24	18,1	2,32
19	120,4	1,65	7,0	0,90	130	315,9	4,33	18,5	2,37
20	124,0	1,70	7,3	0,93	135	321,8	4,41	18,8	2,41
22	129,9	1,78	7,6	0,97	140	327,6	4,49	19,1	2,45
24	135,7	1,86	8,0	1,02	145	333,4	4,57	19,5	2,50
26	140,8	1,93	8,3	1,06	150	339,3	4,65	19,8	2,54
28	146,6	2,01	8,6	1,10	155	344,4	4,72	20,1	2,58
30	151,8	2,08	8,9	1,14	160	350,2	4,80	20,5	2,62
32	156,9	2,15	9,1	1,17	165	355,3	4,87	20,8	2,66
34	161,2	2,21	9,5	1,21	170	361,2	4,95	21,1	2,70
36	166,3	2,28	9,7	1,24	175	366,3	5,02	21,4	2,74
38	170,7	2,34	10,0	1,28	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

CUADRO V-4

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES									
Diámetro nominal del tubo: 38 cm (15")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente %	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente %	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
2	70,7	0,62	2,6	0,30	29	270,3	2,37	10,0	1,13
2,5	78,7	0,69	2,9	0,33	30	274,8	2,41	10,2	1,15
3	86,7	0,76	3,2	0,36	32	282,8	2,48	10,5	1,19
3,5	93,5	0,82	3,4	0,39	34	291,9	2,56	10,8	1,22
4	100,4	0,88	3,7	0,42	36	299,9	2,63	11,1	1,26
4,5	106,1	0,93	3,9	0,44	38	309,0	2,71	11,4	1,29
5	111,8	0,98	4,2	0,47	40	317,0	2,78	11,7	1,33
5,5	117,5	1,03	4,3	0,49	42	325,0	2,85	12,0	1,36
6	123,2	1,08	4,5	0,51	44	331,9	2,91	12,3	1,39
6,5	127,7	1,12	4,7	0,53	46	339,8	2,98	12,5	1,42
7	132,3	1,16	4,9	0,55	48	346,7	3,04	12,8	1,45
7,5	136,8	1,20	5,0	0,57	50	354,7	3,11	13,1	1,48
8	141,4	1,24	5,2	0,59	52	361,5	3,17	13,3	1,51
8,5	146,0	1,28	5,4	0,61	54	368,3	3,23	13,6	1,54
9	150,5	1,32	5,6	0,63	56	375,2	3,29	13,9	1,57
9,5	154,0	1,35	5,7	0,65	58	380,9	3,34	14,1	1,60
10	158,5	1,39	5,8	0,66	60	387,7	3,40	14,3	1,62
11	166,5	1,46	6,2	0,70	62	394,6	3,46	14,6	1,65
12	173,3	1,52	6,4	0,73	64	400,3	3,51	14,8	1,68
13	180,2	1,58	6,7	0,76	66	407,1	3,57	15,0	1,70
14	187,0	1,64	6,9	0,78	68	412,8	3,62	15,3	1,73
15	193,9	1,70	7,2	0,81	70	419,7	3,68	15,5	1,75
16	200,7	1,76	7,4	0,84	75	433,4	3,80	16,1	1,82
17	206,4	1,81	7,6	0,86	80	448,2	3,93	16,5	1,87
18	212,1	1,86	7,9	0,89	85	461,9	4,05	17,0	1,93
19	217,8	1,91	8,0	0,91	90	475,5	4,17	17,6	1,99
20	223,5	1,96	8,3	0,94	95	488,1	4,28	18,0	2,04
21	229,2	2,01	8,5	0,96	100	500,6	4,39	18,5	2,10
22	234,9	2,06	8,7	0,98	105	513,2	4,50	19,0	2,15
23	240,6	2,11	8,9	1,01	110	525,7	4,61	19,4	2,20
24	245,2	2,15	9,1	1,03	115	537,1	4,71	19,9	2,25
25	250,9	2,20	9,3	1,05	120	548,5	4,81	20,3	2,30
26	255,4	2,24	9,4	1,07	125	559,9	4,91	20,7	2,34
27	260,0	2,28	9,6	1,09	130	571,3	5,01	21,1	2,39
28	264,6	2,32	9,8	1,11	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

CUADRO V-5

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Diámetro nominal del tubo: 46 cm (18")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	100,1	0,61	2,5	0,26	29	438,3	2,67	11,1	1,14
2	114,9	0,70	2,9	0,30	30	444,8	2,71	11,3	1,16
2,5	128,0	0,78	3,2	0,33	32	459,6	2,80	11,7	1,20
3	141,2	0,86	3,6	0,37	34	474,4	2,89	12,0	1,23
3,5	152,7	0,93	3,9	0,40	36	487,5	2,97	12,4	1,27
4	162,5	0,99	4,1	0,42	38	500,7	3,05	12,7	1,30
4,5	172,4	1,05	4,4	0,45	40	513,8	3,13	13,1	1,34
5	182,2	1,11	4,6	0,47	42	526,9	3,21	13,3	1,37
5,5	190,4	1,16	4,9	0,50	44	540,1	3,29	13,6	1,40
6	198,6	1,21	5,1	0,52	46	551,5	3,36	13,9	1,43
6,5	206,8	1,26	5,3	0,54	48	563,0	3,43	14,2	1,46
7	215,0	1,31	5,5	0,56	50	574,5	3,50	14,5	1,49
7,5	223,2	1,36	5,6	0,58	52	586,0	3,57	14,8	1,52
8	229,8	1,40	5,8	0,60	54	597,5	3,64	15,1	1,55
8,5	236,4	1,44	6,0	0,62	56	609,0	3,71	15,4	1,58
9	244,6	1,49	6,1	0,63	58	618,8	3,77	15,7	1,61
9,5	251,1	1,53	6,3	0,65	60	630,3	3,84	16,0	1,64
10	257,7	1,57	6,5	0,67	62	640,2	3,90	16,2	1,66
11	269,2	1,64	6,8	0,70	64	650,0	3,96	16,5	1,69
12	282,3	1,72	7,1	0,73	66	661,5	4,03	16,8	1,72
13	293,8	1,79	7,4	0,76	68	671,4	4,09	16,9	1,74
14	303,7	1,85	7,7	0,79	70	681,2	4,15	17,2	1,77
15	315,2	1,92	8,0	0,82	72	689,4	4,20	17,4	1,79
16	325,0	1,98	8,3	0,85	74	699,3	4,26	17,7	1,82
17	334,9	2,04	8,5	0,87	76	709,1	4,32	17,9	1,84
18	344,7	2,10	8,8	0,90	78	719,0	4,38	18,2	1,87
19	354,6	2,16	9,0	0,92	80	727,2	4,43	18,4	1,89
20	364,4	2,22	9,2	0,94	82	737,0	4,49	18,6	1,91
21	372,6	2,27	9,4	0,97	84	745,2	4,54	18,9	1,94
22	380,8	2,32	9,6	0,99	86	755,1	4,60	19,1	1,96
23	390,7	2,38	9,8	1,01	88	763,3	4,65	19,3	1,98
24	398,9	2,43	10,0	1,03	90	771,5	4,70	19,5	2,00
25	407,1	2,48	10,3	1,06	95	792,8	4,83	20,1	2,06
26	415,3	2,53	10,5	1,08	100	812,5	4,95	20,6	2,11
27	421,9	2,57	10,7	1,10	105	833,9	5,08	21,0	2,16
28	430,1	2,62	10,9	1,12	—	—	—	—	—

CUADRO V-6

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA

TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES

Diámetro nominal del tubo: 53 cm (21")

Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1	122,9	0,55	2,2	0,21	28	648,0	2,90	11,8	1,12
1,5	149,7	0,67	2,8	0,26	29	661,4	2,96	12,1	1,14
2	174,3	0,78	3,2	0,30	30	672,6	3,01	12,3	1,16
2,5	194,4	0,87	3,6	0,34	31	683,8	3,06	12,5	1,18
3	212,3	0,95	3,9	0,37	32	694,9	3,11	12,7	1,20
3,5	230,2	1,03	4,2	0,40	33	703,9	3,15	12,9	1,22
4	245,8	1,10	4,4	0,42	34	715,0	3,20	13,1	1,24
4,5	259,2	1,16	4,8	0,45	35	726,2	3,25	13,2	1,25
5	274,8	1,23	5,0	0,47	36	735,2	3,29	13,4	1,27
5,5	288,3	1,29	5,3	0,50	37	746,3	3,34	13,6	1,29
6	301,7	1,35	5,5	0,52	38	755,3	3,38	13,9	1,31
6,5	312,8	1,40	5,7	0,54	39	766,4	3,43	14,0	1,32
7	324,0	1,45	5,9	0,56	40	775,4	3,47	14,2	1,34
7,5	335,2	1,50	6,1	0,58	42	795,5	3,56	14,5	1,37
8	346,3	1,55	6,3	0,60	44	813,4	3,64	14,9	1,41
8,5	357,5	1,60	6,6	0,62	46	831,2	3,72	15,2	1,44
9	368,7	1,65	6,8	0,64	48	849,1	3,80	15,6	1,47
9,5	377,6	1,69	6,9	0,65	50	867,0	3,88	15,9	1,50
10	388,8	1,74	7,1	0,67	52	884,9	3,96	16,2	1,53
11	406,7	1,82	7,4	0,70	54	900,5	4,03	16,5	1,56
12	424,6	1,90	7,7	0,73	56	918,4	4,11	16,8	1,59
13	442,4	1,98	8,0	0,76	58	934,0	4,18	17,1	1,62
14	458,1	2,05	8,4	0,79	60	949,7	4,25	17,4	1,64
15	475,9	2,13	8,7	0,82	62	965,3	4,32	17,7	1,67
16	491,6	2,20	9,0	0,85	64	980,9	4,39	18,0	1,70
17	505,0	2,26	9,2	0,87	66	996,6	4,46	18,2	1,72
18	520,6	2,33	9,5	0,90	68	1.012,2	4,53	18,5	1,75
19	534,0	2,39	9,7	0,92	70	1.025,6	4,59	18,7	1,77
20	547,5	2,45	10,1	0,95	72	1.041,3	4,66	19,0	1,80
21	563,1	2,52	10,3	0,97	74	1.054,7	4,72	19,3	1,82
22	574,3	2,57	10,5	0,99	76	1.070,3	4,79	19,6	1,85
23	587,7	2,63	10,8	1,02	78	1.083,7	4,85	19,8	1,87
24	601,1	2,69	11,0	1,04	80	1.097,1	4,91	20,1	1,90
25	612,3	2,74	11,2	1,06	82	1.110,5	4,97	20,3	1,92
26	625,7	2,80	11,4	1,08	84	1.124,0	5,03	20,5	1,94
27	636,8	2,85	11,6	1,10	—	—	—	—	—

CUADRO V-7

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES									
Diámetro nominal del tubo: 61 cm (24")									
Sección llena			d = 5 cm			Sección llena			d = 5 cm
Pendiente $\frac{h_o}{L_o}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente $\frac{h_o}{L_o}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
0,5	143,0	0,49	1,9	0,17	18,5	869,7	2,98	12,0	1,06
1,0	201,4	0,69	2,8	0,25	19,0	881,4	3,02	12,1	1,07
1,5	248,1	0,85	3,4	0,30	19,5	893,1	3,06	12,2	1,08
2,0	286,0	0,98	4,0	0,35	20,0	904,7	3,10	12,5	1,10
2,5	321,0	1,10	4,4	0,39	21,0	928,1	3,18	12,8	1,13
3,0	350,2	1,20	4,9	0,43	22,0	948,5	3,25	13,0	1,15
3,5	379,4	1,30	5,2	0,46	23,0	971,9	3,33	13,4	1,18
4,0	405,7	1,39	5,6	0,49	24,0	992,3	3,40	13,6	1,20
4,5	429,0	1,47	5,9	0,52	25,0	1.012,7	3,47	13,9	1,23
5,0	452,4	1,55	6,2	0,55	26,0	1.033,1	3,54	14,2	1,25
5,5	475,7	1,63	6,6	0,58	27,0	1.050,7	3,60	14,5	1,28
6,0	496,1	1,70	6,8	0,60	28,0	1.071,1	3,67	14,7	1,30
6,5	516,6	1,77	7,1	0,63	29,0	1.091,5	3,74	15,0	1,32
7,0	537,0	1,84	7,4	0,65	30,0	1.109,0	3,80	15,3	1,35
7,5	554,5	1,90	7,6	0,67	31,0	1.126,5	3,86	15,5	1,37
8,0	572,0	1,96	7,8	0,69	32,0	1.144,1	3,92	15,7	1,39
8,5	589,5	2,02	8,2	0,72	33,0	1.164,5	3,99	16,0	1,41
9,0	607,0	2,08	8,4	0,74	34,0	1.179,1	4,04	16,2	1,43
9,5	624,6	2,14	8,6	0,76	35,0	1.196,6	4,10	16,4	1,45
10,0	639,2	2,19	8,8	0,78	36,0	1.214,1	4,16	16,7	1,47
10,5	656,7	2,25	9,1	0,80	37,0	1.231,6	4,22	16,9	1,49
11,0	671,3	2,30	9,2	0,81	38,0	1.246,2	4,27	17,1	1,51
11,5	685,8	2,35	9,4	0,83	39,0	1.263,7	4,33	17,3	1,53
12,0	700,4	2,40	9,6	0,85	40,0	1.281,2	4,39	17,6	1,55
12,5	715,0	2,45	9,9	0,87	41,0	1.295,8	4,44	17,8	1,57
13,0	729,6	2,50	10,1	0,89	42,0	1.310,4	4,49	18,0	1,59
13,5	744,2	2,55	10,2	0,90	43,0	1.327,9	4,55	18,2	1,61
14,0	755,9	2,59	10,4	0,92	44,0	1.342,5	4,60	18,5	1,63
14,5	770,5	2,64	10,7	0,94	45,0	1.357,1	4,65	18,7	1,65
15,0	785,1	2,69	10,8	0,95	46,0	1.371,7	4,70	18,9	1,67
15,5	796,8	2,73	11,0	0,97	47,0	1.386,3	4,75	19,0	1,68
16,0	808,4	2,77	11,1	0,98	48,0	1.403,8	4,81	19,3	1,70
16,5	823,0	2,82	11,3	1,00	49,0	1.418,4	4,86	19,5	1,72
17,0	834,7	2,86	11,4	1,01	50,0	1.430,1	4,90	19,7	1,74
17,5	846,4	2,90	11,7	1,03	51,0	1.444,7	4,95	19,8	1,75
18,0	858,0	2,94	11,8	1,04	520	1.459,3	5,00	20,1	1,77

CUADRO V-8

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Sección llena			Diámetro nominal del tubo: 69 cm (27") d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰ _{bo}	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰ _{bo}	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	339,8	0,92	3,6	0,30	19,5	1.226,3	3,32	13,2	1,09
2	391,5	1,06	4,2	0,35	20	1.241,1	3,36	13,3	1,10
2,5	439,6	1,19	4,7	0,39	20,5	1.255,9	3,40	13,5	1,12
3	480,2	1,30	5,2	0,43	21	1.270,6	3,44	13,7	1,13
3,5	520,8	1,41	5,6	0,46	21,5	1.285,4	3,48	13,8	1,14
4	554,1	1,50	5,9	0,49	22	1.300,2	3,52	14,0	1,16
4,5	587,3	1,59	6,3	0,52	22,5	1.315,0	3,56	14,1	1,17
5	620,5	1,68	6,6	0,55	23	1.329,7	3,60	14,3	1,18
5,5	650,1	1,76	7,0	0,58	23,5	1.344,5	3,64	14,5	1,20
6	679,6	1,84	7,3	0,60	24	1.359,3	3,68	14,6	1,21
6,5	705,5	1,91	7,6	0,63	24,5	1.374,1	3,72	14,7	1,22
7	735,0	1,99	7,9	0,65	25	1.388,8	3,76	14,9	1,23
7,5	760,1	2,06	8,2	0,68	25,5	1.399,9	3,79	15,1	1,25
8	783,1	2,12	8,5	0,70	26	1.414,7	3,83	15,2	1,26
8,5	808,9	2,19	8,7	0,72	26,5	1.429,5	3,87	15,4	1,27
9	831,1	2,25	8,9	0,74	27	1.440,5	3,90	15,5	1,28
9,5	856,9	2,32	9,2	0,76	27,5	1.455,3	3,94	15,6	1,29
10	879,1	2,38	9,4	0,78	28	1.466,4	3,97	15,7	1,30
10,5	897,6	2,43	9,7	0,80	28,5	1.481,2	4,01	16,0	1,32
11	919,7	2,49	9,9	0,82	29	1.495,9	4,05	16,1	1,33
11,5	941,9	2,55	10,1	0,84	30	1.518,1	4,11	16,3	1,35
12	960,4	2,60	10,3	0,85	31	1.544,0	4,18	16,6	1,37
12,5	982,5	2,66	10,5	0,87	32	1.569,8	4,25	16,9	1,40
13	1.001,0	2,71	10,8	0,89	33	1.595,7	4,32	17,2	1,42
13,5	1.019,5	2,76	11,0	0,91	34	1.617,8	4,38	17,4	1,44
14	1.037,9	2,81	11,1	0,92	35	1.640,0	4,44	17,7	1,46
14,5	1.056,4	2,86	11,4	0,94	36	1.665,9	4,51	17,9	1,48
15	1.074,9	2,91	11,6	0,96	37	1.688,0	4,57	18,1	1,50
15,5	1.093,3	2,96	11,7	0,97	38	1.710,2	4,63	18,4	1,52
16	1.108,1	3,00	12,0	0,99	39	1.732,3	4,69	18,6	1,54
16,5	1.126,6	3,05	12,1	1,00	40	1.754,5	4,75	18,9	1,56
17	1.145,0	3,10	12,3	1,02	41	1.776,7	4,81	19,1	1,58
17,5	1.159,8	3,14	12,5	1,03	42	1.798,8	4,87	19,3	1,60
18	1.178,3	3,19	12,7	1,05	43	1.821,0	4,93	19,6	1,62
18,5	1.193,1	3,23	12,8	1,06	44	1.839,5	4,98	19,8	1,64
19	1.207,8	3,27	12,9	1,07	45	1.861,6	5,04	19,9	1,65

CUADRO V-9

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES

Diámetro nominal del tubo 76 cm (30")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	451,4	0,99	3,8	0,30	19,5	1.623,4	3,56	13,9	1,09
2	519,8	1,14	4,5	0,35	20	1.646,2	3,61	14,2	1,11
2,5	583,7	1,28	5,0	0,39	20,5	1.664,4	3,65	14,3	1,12
3	638,4	1,40	5,5	0,43	21	1.687,2	3,70	14,4	1,13
3,5	688,6	1,51	5,9	0,46	21,5	1.705,4	3,74	14,7	1,15
4	734,2	1,61	6,3	0,49	22	1.723,7	3,78	14,8	1,16
4,5	779,8	1,71	6,6	0,52	22,5	1.746,5	3,83	14,9	1,17
5	820,8	1,80	7,0	0,55	23	1.764,7	3,87	15,2	1,19
5,5	861,8	1,89	7,4	0,58	23,5	1.783,0	3,91	15,3	1,20
6	902,9	1,98	7,8	0,61	24	1.801,2	3,95	15,5	1,21
6,5	939,4	2,06	8,0	0,63	24,5	1.819,4	3,99	15,6	1,22
7	971,3	2,13	8,3	0,65	25	1.837,7	4,03	15,8	1,24
7,5	1.007,8	2,21	8,7	0,68	25,5	1.855,9	4,07	16,0	1,25
8	1.039,7	2,28	8,9	0,70	26	1.874,2	4,11	16,1	1,26
8,5	1.071,6	2,35	9,2	0,72	26,5	1.892,4	4,15	16,2	1,27
9	1.103,5	2,42	9,4	0,74	27	1.910,6	4,19	16,3	1,28
9,5	1.135,4	2,49	9,7	0,76	27,5	1.928,9	4,23	16,6	1,30
10	1.162,8	2,55	10,0	0,78	28	1.947,1	4,27	16,7	1,31
10,5	1.190,2	2,61	10,2	0,80	28,5	1.965,4	4,31	16,9	1,32
11	1.222,1	2,68	10,5	0,82	29	1.979,0	4,34	17,0	1,33
11,5	1.244,9	2,73	10,7	0,84	29,5	1.997,3	4,38	17,1	1,34
12	1.272,2	2,79	11,0	0,86	30	2.015,5	4,42	17,2	1,35
12,5	1.299,6	2,85	11,1	0,87	30,5	2.029,2	4,45	17,4	1,36
13	1.327,0	2,91	11,4	0,89	31	2.047,4	4,49	17,6	1,38
13,5	1.349,8	2,96	11,6	0,91	31,5	2.065,7	4,53	17,8	1,39
14	1.377,1	3,02	11,7	0,92	32	2.079,4	4,56	17,9	1,40
14,5	1.399,9	3,07	12,0	0,94	32,5	2.097,6	4,60	18,0	1,41
15	1.422,7	3,12	12,3	0,96	33	2.111,3	4,63	18,1	1,42
15,5	1.450,1	3,18	12,4	0,97	33,5	2.129,5	4,67	18,3	1,43
16	1.472,9	3,23	12,6	0,99	34	2.143,2	4,70	18,4	1,44
16,5	1.495,7	3,28	12,8	1,00	34,5	2.161,4	4,74	18,5	1,45
17	1.518,5	3,33	13,0	1,02	35	2.175,1	4,77	18,6	1,46
17,5	1.536,7	3,37	13,2	1,03	36	2.207,0	4,84	18,9	1,48
18	1.559,5	3,42	13,4	1,05	37	2.239,0	4,91	19,2	1,50
18,5	1.582,3	3,47	13,5	1,06	38	2.266,3	4,97	19,4	1,52
19	1.600,6	3,51	13,8	1,08	39	2.298,2	5,04	19,7	1,54

CUADRO V-10

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA

TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Sección llena					Sección llena				
Diámetro nominal del tubo: 84 cm (33")					d = 5 cm				
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	579,4	1,05	4,0	0,30	16,5	1.920,3	3,48	13,6	1,01
1,6	596,0	1,08	4,2	0,31	17	1.953,4	3,54	13,7	1,02
1,8	634,6	1,15	4,4	0,33	17,5	1.981,0	3,59	14,0	1,04
2,0	667,7	1,21	4,7	0,35	18	2.008,6	3,64	14,1	1,05
2,2	700,8	1,27	5,0	0,37	18,5	2.036,2	3,69	14,4	1,07
2,4	733,9	1,33	5,1	0,38	19	2.063,8	3,74	14,5	1,08
2,5	750,5	1,36	5,2	0,39	19,5	2.091,4	3,79	14,6	1,09
2,6	761,5	1,38	5,4	0,40	20	2.113,5	3,83	14,9	1,11
2,8	789,1	1,43	5,5	0,41	20,5	2.141,1	3,88	15,0	1,12
3,0	822,2	1,49	5,8	0,43	21	2.168,7	3,93	15,2	1,13
3,5	888,4	1,61	6,2	0,46	21,5	2.196,2	3,98	15,4	1,15
4	949,1	1,72	6,7	0,50	22	2.218,3	4,02	15,6	1,16
4,5	1.004,3	1,82	7,1	0,53	22,5	2.245,9	4,07	15,7	1,17
5	1.059,5	1,92	7,4	0,55	23	2.268,0	4,11	16,0	1,19
5,5	1.109,2	2,01	7,8	0,58	23,5	2.295,6	4,16	16,1	1,20
6	1.158,8	2,10	8,2	0,61	24	2.317,6	4,20	16,2	1,21
6,5	1.208,5	2,19	8,5	0,63	24,5	2.339,7	4,24	16,5	1,23
7	1.252,6	2,27	8,9	0,66	25	2.367,3	4,29	16,6	1,24
7,5	1.296,8	2,35	9,1	0,68	25,5	2.389,4	4,33	16,8	1,25
8	1.335,4	2,42	9,4	0,70	26	2.411,5	4,37	16,9	1,26
8,5	1.379,6	2,50	9,7	0,72	26,5	2.439,0	4,42	17,0	1,27
9	1.418,2	2,57	9,9	0,74	27	2.461,1	4,46	17,3	1,29
9,5	1.456,8	2,64	10,2	0,76	27,5	2.483,2	4,50	17,4	1,30
10	1.495,4	2,71	10,5	0,78	28	2.505,3	4,54	17,6	1,31
10,5	1.534,1	2,78	10,7	0,80	28,5	2.527,3	4,58	17,7	1,32
11	1.567,2	2,84	11,0	0,82	29	2.549,4	4,62	17,8	1,33
11,5	1.605,8	2,91	11,3	0,84	29,5	2.571,5	4,66	18,1	1,35
12	1.638,9	2,97	11,5	0,86	30	2.593,6	4,70	18,3	1,36
12,5	1.672,0	3,03	11,8	0,88	30,5	2.615,6	4,74	18,4	1,37
13	1.705,1	3,09	11,9	0,89	31	2.637,7	4,78	18,5	1,38
13,5	1.738,2	3,15	12,2	0,91	31,5	2.654,3	4,81	18,7	1,39
14	1.771,3	3,21	12,5	0,93	32	2.676,3	4,85	18,8	1,40
14,5	1.804,5	3,27	12,6	0,94	32,5	2.698,4	4,89	18,9	1,41
15	1.832,0	3,32	12,9	0,96	33	2.720,5	4,93	19,1	1,42
15,5	1.865,2	3,38	13,0	0,97	33,5	2.737,0	4,96	19,2	1,43
16	1.892,7	3,43	13,3	0,99	34	2.759,1	5,00	19,3	1,44

CUADRO V-11

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA

TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Sección llena					Sección llena				
Diámetro nominal del tubo: 91 cm (36")					d=5 cm				
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	728,9	1,11	4,2	0,30	13,5	2.193,3	3,34	12,8	0,91
1,6	755,2	1,15	4,4	0,31	14	2.232,7	3,40	13,1	0,93
1,8	801,1	1,22	4,6	0,33	14,5	2.272,1	3,46	13,3	0,95
2,0	840,5	1,28	4,9	0,35	15	2.311,5	3,52	13,5	0,96
2,2	886,5	1,35	5,2	0,37	15,5	2.350,9	3,58	13,8	0,98
2,4	925,9	1,41	5,5	0,39	16	2.383,7	3,63	13,9	0,99
2,5	945,6	1,44	5,5	0,39	16,5	2.423,1	3,69	14,2	1,01
2,6	965,3	1,47	5,6	0,40	17	2.462,5	3,75	14,5	1,03
2,8	998,1	1,52	5,9	0,42	17,5	2.495,3	3,80	14,6	1,04
3,0	1.031,0	1,57	6,0	0,43	18	2.534,7	3,86	14,9	1,06
3,2	1.070,4	1,63	6,2	0,44	18,5	2.567,6	3,91	15,0	1,07
3,4	1.096,6	1,67	6,5	0,46	19	2.600,4	3,96	15,2	1,08
3,6	1.129,5	1,72	6,6	0,47	19,5	2.633,2	4,01	15,5	1,10
3,8	1.162,3	1,77	6,7	0,48	20	2.666,1	4,06	15,6	1,11
4,0	1.195,1	1,82	7,0	0,50	20,5	2.698,9	4,11	15,9	1,13
4,2	1.221,4	1,86	7,2	0,51	21	2.731,7	4,16	16,0	1,14
4,4	1.247,7	1,90	7,3	0,52	21,5	2.764,6	4,21	16,2	1,15
4,6	1.280,5	1,95	7,4	0,53	22	2.797,4	4,26	16,4	1,17
4,8	1.306,8	1,99	7,6	0,54	22,5	2.830,2	4,31	16,6	1,18
5,0	1.333,0	2,03	7,9	0,56	23	2.863,1	4,36	16,7	1,19
5,5	1.398,7	2,13	8,1	0,58	23,5	2.889,3	4,40	17,0	1,21
6	1.464,4	2,23	8,6	0,61	24	2.922,2	4,45	17,1	1,22
6,5	1.523,5	2,32	8,9	0,63	24,5	2.955,0	4,50	17,3	1,23
7	1.576,0	2,40	9,3	0,66	25	2.981,3	4,54	17,4	1,24
7,5	1.635,1	2,49	9,6	0,68	25,5	3.014,1	4,59	17,7	1,26
8	1.687,6	2,57	9,8	0,70	26	3.040,4	4,63	17,8	1,27
8,5	1.740,2	2,65	10,1	0,72	26,5	3.073,2	4,68	18,0	1,28
9	1.792,7	2,73	10,5	0,75	27	3.099,5	4,72	18,1	1,29
9,5	1.838,7	2,80	10,8	0,77	27,5	3.125,7	4,76	18,3	1,30
10	1.884,6	2,87	11,1	0,79	28	3.158,6	4,81	18,5	1,32
10,5	1.930,6	2,94	11,4	0,81	28,5	3.184,8	4,85	18,7	1,33
11	1.976,6	3,01	11,5	0,82	29	3.211,1	4,89	18,8	1,34
11,5	2.022,5	3,08	11,8	0,84	29,5	3.243,9	4,94	19,0	1,35
12	2.068,5	3,15	12,1	0,86	30	3.270,2	4,98	19,1	1,36
12,5	2.107,9	3,21	12,4	0,88	30,5	3.296,5	5,02	19,2	1,37
13	2.147,3	3,27	12,6	0,90	31	3.322,8	5,06	19,4	1,38

CUADRO V-11 (bis)

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA

TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Diámetro nominal del tubo: 94 cm (37") (Lock Joint únicamente)

Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	783,8	1,13	4,3	0,30	12,5	2.268,3	3,27	12,5	0,88
1,6	811,6	1,17	4,4	0,31	13	2.316,9	3,34	12,7	0,89
1,8	860,2	1,24	4,7	0,33	13,5	2.358,5	3,40	12,9	0,91
2,0	908,7	1,31	5,0	0,35	14	2.400,1	3,46	13,2	0,93
2,2	950,3	1,37	5,3	0,37	14,5	2.441,7	3,52	13,4	0,94
2,4	991,9	1,43	5,4	0,38	15	2.483,3	3,58	13,7	0,96
2,5	1.012,8	1,46	5,5	0,39	15,5	2.525,0	3,64	13,9	0,98
2,6	1.033,6	1,49	5,7	0,40	16	2.566,6	3,70	14,1	0,99
2,8	1.075,2	1,55	6,0	0,42	16,5	2.608,2	3,76	14,4	1,01
3,0	1.109,9	1,60	6,1	0,43	17	2.649,8	3,82	14,5	1,02
3,2	1.151,5	1,66	6,3	0,44	17,5	2.684,5	3,87	14,8	1,04
3,4	1.186,2	1,71	6,5	0,46	18	2.726,1	3,93	14,9	1,05
3,5	1.200,0	1,73	6,5	0,46	18,5	2.760,8	3,98	15,2	1,07
3,6	1.220,9	1,76	6,7	0,47	19	2.795,5	4,03	15,4	1,08
3,8	1.248,6	1,80	6,8	0,48	19,5	2.830,2	4,08	15,6	1,10
4,0	1.283,3	1,85	7,1	0,50	20	2.871,8	4,14	15,8	1,11
4,2	1.318,0	1,90	7,3	0,51	20,5	2.906,5	4,19	15,9	1,12
4,4	1.345,7	1,94	7,4	0,52	21	2.941,2	4,24	16,2	1,14
4,5	1.359,6	1,96	7,5	0,53	21,5	2.975,8	4,29	16,4	1,15
4,6	1.373,5	1,98	7,5	0,53	22	3.010,5	4,34	16,5	1,16
4,8	1.408,2	2,03	7,7	0,54	22,5	3.045,2	4,39	16,8	1,18
5	1.435,9	2,07	7,8	0,55	23	3.079,9	4,44	16,9	1,19
5,5	1.505,3	2,17	8,2	0,58	23,5	3.114,6	4,49	17,1	1,20
6	1.574,6	2,27	8,7	0,61	24	3.142,3	4,53	17,3	1,22
6,5	1.637,1	2,36	9,0	0,63	24,5	3.177,0	4,58	17,5	1,23
7	1.699,5	2,45	9,4	0,66	25	3.211,7	4,63	17,6	1,24
7,5	1.755,0	2,53	9,7	0,68	25,5	3.239,4	4,67	17,8	1,25
8	1.817,4	2,62	10,0	0,70	26	3.274,1	4,72	17,9	1,26
8,5	1.872,9	2,70	10,2	0,72	26,5	3.301,9	4,76	18,2	1,28
9	1.928,4	2,78	10,5	0,74	27	3.336,6	4,81	18,3	1,29
9,5	1.977,0	2,85	10,8	0,76	27,5	3.364,3	4,85	18,5	1,30
10	2.032,5	2,93	11,1	0,78	28	3.399,0	4,90	18,6	1,31
10,5	2.081,0	3,00	11,4	0,80	28,5	3.426,7	4,94	18,8	1,32
11	2.129,6	3,07	11,7	0,82	29	3.454,5	4,98	19,1	1,34
11,5	2.178,1	3,14	11,9	0,84	29,5	3.489,2	5,03	19,2	1,35
12	2.219,7	3,20	12,2	0,86	30	3.516,9	5,07	19,3	1,36

CUADRO V-12

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES									
Diámetro nominal del tubo: 99 cm (39")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente %	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente %	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	901,7	1,17	4,4	0,30	10,5	2.396,9	3,11	11,8	0,81
1,7	963,4	1,25	4,7	0,32	11	2.450,9	3,18	12,0	0,82
1,9	1.017,3	1,32	5,0	0,34	11,5	2.504,8	3,25	12,3	0,84
2	1.048,2	1,36	5,1	0,35	12	2.558,8	3,32	12,6	0,86
2,3	1.125,2	1,46	5,6	0,38	12,5	2.612,7	3,39	12,9	0,88
2,5	1.171,5	1,52	5,7	0,39	13	2.666,7	3,46	13,2	0,90
2,8	1.240,8	1,61	6,1	0,42	13,5	2.720,6	3,53	13,3	0,91
3	1.279,4	1,66	6,3	0,43	14	2.766,8	3,59	13,6	0,93
3,3	1.341,0	1,74	6,6	0,45	14,5	2.813,1	3,65	13,9	0,95
3,5	1.387,3	1,80	6,9	0,47	15	2.867,0	3,72	14,0	0,96
3,8	1.441,2	1,87	7,0	0,48	15,5	2.913,3	3,78	14,3	0,98
4	1.479,8	1,92	7,3	0,50	16	2.959,5	3,84	14,5	0,99
4,3	1.533,7	1,99	7,6	0,52	16,5	3.005,8	3,90	14,8	1,01
4,5	1.572,2	2,04	7,7	0,53	17	3.052,0	3,96	15,1	1,03
4,8	1.618,5	2,10	7,9	0,54	17,5	3.090,5	4,01	15,2	1,04
5	1.657,0	2,15	8,2	0,56	18	3.136,8	4,07	15,5	1,06
5,3	1.703,3	2,21	8,3	0,57	18,5	3.183,0	4,13	15,6	1,07
5,5	1.734,1	2,25	8,5	0,58	19	3.221,6	4,18	15,8	1,08
5,8	1.780,3	2,31	8,8	0,60	19,5	3.267,8	4,24	16,1	1,10
6	1.811,2	2,35	8,9	0,61	20	3.306,3	4,29	16,2	1,11
6,3	1.857,4	2,41	9,1	0,62	20,5	3.352,6	4,35	16,5	1,13
6,5	1.888,2	2,45	9,2	0,63	21	3.391,1	4,40	16,7	1,14
6,8	1.926,8	2,50	9,5	0,65	21,5	3.429,7	4,45	16,8	1,15
7	1.957,6	2,54	9,6	0,66	22	3.468,2	4,50	17,1	1,17
7,3	1.996,1	2,59	9,8	0,67	22,5	3.506,7	4,55	17,3	1,18
7,5	2.027,0	2,63	9,9	0,68	23	3.545,3	4,60	17,4	1,19
7,8	2.065,5	2,68	10,2	0,70	23,5	3.583,8	4,65	17,7	1,21
8	2.088,6	2,71	10,2	0,70	24	3.622,3	4,70	17,8	1,22
8,3	2.127,2	2,76	10,5	0,72	24,5	3.660,9	4,75	18,0	1,23
8,5	2.158,0	2,80	10,5	0,72	25	3.699,4	4,80	18,1	1,24
8,8	2.196,5	2,85	10,8	0,74	25,5	3.737,9	4,85	18,4	1,26
9	2.219,6	2,88	11,0	0,75	26	3.768,8	4,89	18,6	1,27
9,3	2.258,2	2,93	11,1	0,76	26,5	3.807,3	4,94	18,7	1,28
9,5	2.281,3	2,96	11,3	0,77	27	3.845,8	4,99	18,9	1,29
9,8	2.312,1	3,00	11,4	0,78	27,5	3.876,7	5,03	19,0	1,30
10	2.335,3	3,03	11,5	0,79	28	3.915,2	5,08	19,3	1,32

CUADRO V-13

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES									
Diámetro nominal del tubo: 107 cm (42")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente $\frac{h_o}{L}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente $\frac{h_o}{L}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	1.099,4	1,23	4,6	0,30	10,3	2.896,1	3,24	12,2	0,80
1,7	1.171,0	1,31	4,9	0,32	10,5	2.922,9	3,27	12,4	0,81
1,9	1.242,5	1,39	5,2	0,34	10,8	2.958,7	3,31	12,5	0,82
2	1.269,3	1,42	5,3	0,35	11	2.985,5	3,34	12,5	0,82
2,3	1.367,6	1,53	5,8	0,38	11,3	3.030,2	3,39	12,8	0,84
2,5	1.421,2	1,59	5,9	0,39	11,5	3.057,0	3,42	12,8	0,84
2,8	1.510,6	1,69	6,4	0,42	11,8	3.092,8	3,46	13,0	0,85
3	1.564,3	1,75	6,6	0,43	12	3.119,6	3,49	13,1	0,86
3,3	1.635,8	1,83	6,9	0,45	12,3	3.155,3	3,53	13,3	0,87
3,5	1.689,4	1,89	7,2	0,47	12,5	3.182,1	3,56	13,4	0,88
3,8	1.752,0	1,96	7,3	0,48	12,8	3.226,8	3,61	13,6	0,89
4	1.805,6	2,02	7,6	0,50	13	3.244,7	3,63	13,7	0,90
4,3	1.868,2	2,09	7,9	0,52	13,5	3.307,3	3,70	13,9	0,91
4,5	1.912,9	2,14	8,1	0,53	14	3.369,9	3,77	14,2	0,93
4,8	1.975,4	2,21	8,2	0,54	14,5	3.432,4	3,84	14,5	0,95
5	2.011,2	2,25	8,5	0,56	15	3.486,1	3,90	14,6	0,96
5,3	2.073,8	2,32	8,7	0,57	15,5	3.548,6	3,97	14,9	0,98
5,5	2.118,4	2,37	8,8	0,58	16	3.602,3	4,03	15,1	0,99
5,8	2.172,1	2,43	9,2	0,60	16,5	3.664,8	4,10	15,4	1,01
6	2.207,8	2,47	9,3	0,61	17	3.718,5	4,16	15,7	1,03
6,3	2.261,5	2,53	9,5	0,62	17,5	3.772,1	4,22	15,9	1,04
6,5	2.297,2	2,57	9,6	0,63	18	3.825,7	4,28	16,2	1,06
6,8	2.350,9	2,63	9,9	0,65	18,5	3.879,4	4,34	16,3	1,07
7	2.386,6	2,67	10,1	0,66	19	3.924,0	4,39	16,5	1,08
7,3	2.431,3	2,72	10,2	0,67	19,5	3.977,7	4,45	16,8	1,10
7,5	2.467,1	2,76	10,4	0,68	20	4.031,3	4,51	16,9	1,11
7,8	2.520,7	2,82	10,7	0,70	20,5	4.076,0	4,56	17,2	1,13
8	2.547,5	2,85	10,7	0,70	21	4.129,6	4,62	17,4	1,14
8,3	2.592,2	2,90	11,0	0,72	21,5	4.174,3	4,67	17,5	1,15
8,5	2.627,9	2,94	11,0	0,72	22	4.228,0	4,73	17,8	1,17
8,8	2.672,6	2,99	11,3	0,74	22,5	4.272,7	4,78	18,0	1,18
9	2.699,5	3,02	11,4	0,75	23	4.326,3	4,84	18,1	1,19
9,3	2.744,2	3,07	11,6	0,76	23,5	4.371,0	4,89	18,5	1,21
9,5	2.779,9	3,11	11,7	0,77	24	4.415,7	4,94	18,6	1,22
9,8	2.824,6	3,16	11,9	0,78	24,5	4.460,4	4,99	18,8	1,23
10	2.851,4	3,19	12,0	0,79	25	4.505,1	5,04	18,9	1,24

CUADRO V-14

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES									
Diámetro nominal del tubo: 114 cm (45")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente $\frac{h_o}{L_o}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente $\frac{h_o}{L_o}$	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	1.323,6	1,29	4,7	0,30	10,5	3.509,1	3,42	12,8	0,81
1,8	1.446,7	1,41	5,2	0,33	10,8	3.560,4	3,47	13,0	0,82
2	1.528,8	1,49	5,5	0,35	11	3.591,2	3,50	13,1	0,83
2,3	1.641,7	1,60	6,0	0,38	11,3	3.642,5	3,55	13,3	0,84
2,5	1.713,5	1,67	6,2	0,39	11,5	3.673,3	3,58	13,3	0,84
2,8	1.816,1	1,77	6,6	0,42	11,8	3.714,3	3,62	13,6	0,86
3	1.877,7	1,83	6,8	0,43	12	3.745,1	3,65	13,6	0,86
3,3	1.970,0	1,92	7,1	0,45	12,3	3.796,4	3,70	13,8	0,87
3,5	2.031,6	1,93	7,4	0,47	12,5	3.827,2	3,73	13,9	0,88
3,8	2.113,7	2,06	7,7	0,49	12,8	3.868,2	3,77	14,1	0,89
4	2.165,0	2,11	7,9	0,50	13	3.899,0	3,80	14,2	0,90
4,3	2.247,0	2,19	8,2	0,52	13,3	3.950,3	3,85	14,4	0,91
4,5	2.298,4	2,24	8,4	0,53	13,5	3.981,1	3,88	14,5	0,92
4,8	2.370,2	2,31	8,7	0,55	13,8	4.022,1	3,92	14,7	0,93
5	2.421,5	2,36	8,9	0,56	14	4.052,9	3,95	14,7	0,93
5,3	2.493,3	2,43	9,0	0,57	14,3	4.093,9	3,99	14,9	0,94
5,5	2.544,6	2,48	9,2	0,58	14,5	4.124,7	4,02	15,0	0,95
5,8	2.606,2	2,54	9,5	0,60	14,8	4.165,8	4,06	15,2	0,96
6	2.657,5	2,59	9,6	0,61	15	4.196,5	4,09	15,2	0,96
6,3	2.719,0	2,65	10,0	0,63	15,3	4.237,6	4,13	15,3	0,97
6,5	2.760,1	2,69	10,0	0,63	15,5	4.258,1	4,15	15,5	0,98
6,8	2.821,6	2,75	10,3	0,65	15,8	4.299,1	4,19	15,7	0,99
7	2.862,7	2,79	10,4	0,66	16	4.329,9	4,22	15,8	1,00
7,3	2.924,2	2,85	10,6	0,67	16,5	4.401,8	4,29	16,0	1,01
7,5	2.965,3	2,89	10,8	0,68	17	4.463,3	4,35	16,3	1,03
7,8	3.026,8	2,95	11,1	0,70	17,5	4.524,9	4,41	16,4	1,04
8	3.057,6	2,98	11,1	0,70	18	4.596,7	4,48	16,8	1,06
8,3	3.119,2	3,04	11,4	0,72	18,5	4.658,3	4,54	16,9	1,07
8,5	3.160,2	3,08	11,5	0,73	19	4.719,8	4,60	17,2	1,09
8,8	3.211,5	3,13	11,7	0,74	19,5	4.781,4	4,66	17,4	1,10
9	3.252,6	3,17	11,9	0,75	20	4.843,0	4,72	17,5	1,11
9,3	3.303,9	3,22	12,0	0,76	20,5	4.904,5	4,78	17,9	1,13
9,5	3.334,7	3,25	12,2	0,77	21	4.966,1	4,84	18,0	1,14
9,8	3.386,0	3,30	12,3	0,78	21,5	5.017,4	4,89	18,2	1,15
10	3.427,0	3,34	12,5	0,79	22	5.078,9	4,95	18,5	1,17
10,3	3.478,3	3,39	12,6	0,80	22,5	5.140,5	5,01	18,7	1,18

CUADRO V-15

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES									
Diámetro nominal del tubo: 122 cm (48")									
Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	1.576,0	1,35	4,9	0,30	10,3	4.132,7	3,54	13,0	0,80
1,7	1.681,1	1,44	5,2	0,32	10,5	4.167,7	3,57	13,1	0,81
1,9	1.774,5	1,52	5,5	0,34	10,8	4.226,1	3,62	13,3	0,82
2	1.821,2	1,56	5,7	0,35	11	4.261,1	3,65	13,4	0,83
2,3	1.949,6	1,67	6,2	0,38	11,3	4.319,5	3,70	13,6	0,84
2,5	2.031,3	1,74	6,3	0,39	11,5	4.354,5	3,73	13,6	0,84
2,8	2.148,1	1,84	6,8	0,42	11,8	4.412,8	3,78	13,9	0,86
3	2.229,8	1,91	7,0	0,43	12	4.447,9	3,81	13,9	0,86
3,3	2.334,8	2,00	7,3	0,45	12,3	4.506,2	3,86	14,1	0,87
3,5	2.404,9	2,06	7,6	0,47	12,5	4.541,3	3,89	14,3	0,88
3,8	2.510,0	2,15	7,9	0,49	12,8	4.599,6	3,94	14,4	0,89
4	2.568,3	2,20	8,1	0,50	13	4.634,7	3,97	14,6	0,90
4,3	2.661,7	2,28	8,4	0,52	13,3	4.693,0	4,02	14,7	0,91
4,5	2.731,8	2,34	8,6	0,53	13,5	4.728,1	4,05	14,9	0,92
4,8	2.813,5	2,41	8,9	0,55	13,8	4.774,7	4,09	15,1	0,93
5	2.871,9	2,46	9,1	0,56	14	4.809,8	4,12	15,1	0,93
5,3	2.965,2	2,54	9,2	0,57	14,3	4.868,1	4,17	15,2	0,94
5,5	3.011,9	2,58	9,4	0,58	14,5	4.891,5	4,19	15,4	0,95
5,8	3.093,7	2,65	9,7	0,60	14,8	4.949,9	4,24	15,6	0,96
6	3.152,0	2,70	9,9	0,61	15	4.984,9	4,27	15,6	0,96
6,3	3.233,8	2,77	10,2	0,63	15,3	5.031,6	4,31	15,7	0,97
6,5	3.280,5	2,81	10,2	0,63	15,5	5.066,6	4,34	15,9	0,98
6,8	3.350,5	2,87	10,5	0,65	15,8	5.113,3	4,38	16,0	0,99
7	3.408,9	2,92	10,7	0,66	16	5.148,3	4,41	16,2	1,00
7,3	3.467,2	2,97	10,9	0,67	16,3	5.195,0	4,45	16,4	1,01
7,5	3.525,6	3,02	11,0	0,68	16,5	5.230,0	4,48	16,4	1,01
7,8	3.595,7	3,08	11,3	0,70	16,8	5.276,7	4,51	16,5	1,02
8	3.630,7	3,11	11,3	0,70	17	5.300,1	4,54	16,7	1,03
8,3	3.700,7	3,17	11,7	0,72	17,5	5.381,8	4,61	16,8	1,04
8,5	3.747,4	3,21	11,8	0,73	18	5.451,9	4,67	17,2	1,06
8,8	3.817,5	3,27	12,0	0,74	18,5	5.533,6	4,74	17,3	1,07
9	3.864,2	3,31	12,2	0,75	19	5.603,6	4,80	17,7	1,09
9,3	3.922,5	3,36	12,3	0,76	19,5	5.673,7	4,86	17,8	1,10
9,5	3.969,2	3,40	12,5	0,77	20	5.755,4	4,93	18,0	1,11
9,8	4.027,6	3,45	12,6	0,78	20,5	5.825,4	4,99	18,3	1,13
10	4.062,6	3,48	12,8	0,79	21	5.895,5	5,05	18,5	1,14

CUADRO V-16

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOACALES

Diámetro nominal del tubo: 137 cms. (54")

Sección llena			d=5 cm		Sección llena			d=5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	2157,3	1,46	5,2	0,30	7,5	4816,9	3,26	11,8	0,68
1,6	2231,1	1,51	5,6	0,32	7,6	4861,2	3,29	12,0	0,69
1,8	2364,1	1,60	5,7	0,33	7,8	4920,3	3,33	12,2	0,70
2,0	2482,3	1,68	6,1	0,35	8,0	4979,4	3,37	12,3	0,71
2,2	2615,3	1,77	6,4	0,37	8,2	5038,5	3,41	12,5	0,72
2,4	2733,5	1,85	6,8	0,39	8,4	5112,4	3,46	12,5	0,72
2,5	2777,8	1,88	6,8	0,39	8,5	5127,2	3,47	12,7	0,73
2,6	2836,9	1,92	7,0	0,40	8,6	5156,7	3,49	12,7	0,73
2,8	2940,4	1,99	7,3	0,42	8,8	5215,8	3,53	12,9	0,74
3,0	3058,6	2,07	7,5	0,43	9,0	5289,7	3,58	13,0	0,75
3,2	3147,2	2,13	7,8	0,45	9,2	5334,0	3,61	13,2	0,76
3,4	3250,7	2,20	8,0	0,46	9,4	5407,9	3,66	13,4	0,77
3,5	3295,0	2,23	8,2	0,47	9,5	5422,7	3,67	13,4	0,77
3,6	3339,3	2,26	8,2	0,47	9,6	5452,2	3,69	13,4	0,77
3,8	3428,0	2,32	8,5	0,49	9,8	5511,3	3,73	13,6	0,78
4,0	3516,6	2,38	8,7	0,50	10,0	5570,4	3,77	13,7	0,79
4,2	3605,3	2,44	8,9	0,51	10,2	5629,5	3,81	13,9	0,80
4,4	3693,9	2,50	9,0	0,52	10,4	5673,9	3,84	13,9	0,80
4,5	3738,3	2,53	9,2	0,53	10,5	5703,4	3,86	14,1	0,81
4,6	3782,6	2,56	9,4	0,54	10,6	5733,0	3,88	14,1	0,81
4,8	3856,5	2,61	9,6	0,55	10,8	5792,1	3,92	14,3	0,82
5,0	3930,3	2,66	9,7	0,56	11,0	5836,4	3,95	14,4	0,83
5,2	4019,0	2,72	9,9	0,57	11,5	5969,4	4,04	14,8	0,85
5,4	4092,9	2,77	10,1	0,58	12,0	6102,4	4,13	14,9	0,86
5,5	4137,2	2,80	10,3	0,59	12,5	6220,6	4,21	15,3	0,88
5,6	4166,7	2,82	10,3	0,59	13,0	6353,6	4,30	15,6	0,90
5,8	4240,6	2,87	10,4	0,60	13,5	6471,8	4,38	16,0	0,92
6,0	4314,5	2,92	10,6	0,61	14,0	6590,0	4,46	16,2	0,93
6,2	4388,4	2,97	10,8	0,62	14,5	6708,2	4,54	16,5	0,95
6,4	4447,5	3,01	10,9	0,63	15,0	6826,4	4,62	16,9	0,97
6,5	4491,9	3,04	11,1	0,64	15,5	6929,8	4,69	17,0	0,98
6,6	4521,4	3,06	11,1	0,64	16,0	7048,0	4,77	17,4	1,00
6,8	4595,2	3,11	11,3	0,65	16,5	7151,4	4,84	17,6	1,01
7,0	4654,3	3,15	11,5	0,66	17,0	7254,9	4,91	17,9	1,03
7,2	4728,2	3,20	11,6	0,67	17,5	7373,1	4,99	18,1	1,04
7,4	4787,3	3,24	11,8	0,68	17,6	7387,9	5,00	18,2	1,05

CUADRO V-17

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA									
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES									
Diámetro nominal del tubo: 152 cms. (60")									
Sección llena			d=5 cm		Sección llena			d=5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	2863,9	1,57	5,5	0,30	7,5	6384,6	3,50	12,5	0,68
1,6	2955,2	1,62	5,9	0,32	7,6	6439,3	3,53	12,7	0,69
1,8	3137,6	1,72	6,1	0,33	7,8	6512,3	3,57	12,8	0,70
2,0	3301,8	1,81	6,4	0,35	8,0	6603,5	3,62	13,0	0,71
2,2	3465,9	1,90	6,8	0,37	8,2	6694,7	3,67	13,2	0,72
2,4	3611,9	1,98	7,2	0,39	8,4	6767,7	3,71	13,2	0,72
2,5	3684,8	2,02	7,2	0,39	8,5	6804,2	3,73	13,4	0,73
2,6	3757,8	2,06	7,3	0,40	8,6	6840,6	3,75	13,4	0,73
2,8	3903,7	2,14	7,7	0,42	8,8	6913,6	3,79	13,6	0,74
3,0	4049,7	2,22	7,9	0,43	9,0	7004,8	3,84	13,8	0,75
3,2	4177,3	2,29	8,3	0,45	9,2	7077,8	3,88	13,9	0,76
3,4	4305,0	2,36	8,4	0,46	9,4	7150,7	3,92	14,1	0,77
3,5	4359,8	2,39	8,6	0,47	9,5	7187,2	3,94	14,1	0,77
3,6	4432,7	2,43	8,6	0,47	9,6	7223,7	3,96	14,1	0,77
3,8	4542,2	2,49	9,0	0,49	9,8	7296,7	4,00	14,3	0,78
4,0	4669,9	2,56	9,2	0,50	10,0	7387,9	4,05	14,5	0,79
4,2	4779,3	2,62	9,4	0,51	10,2	7460,9	4,09	14,7	0,80
4,4	4888,8	2,68	9,5	0,52	10,4	7533,8	4,13	14,7	0,80
4,5	4943,5	2,71	9,7	0,53	10,5	7570,3	4,15	14,8	0,81
4,6	4998,2	2,74	9,9	0,54	10,6	7606,8	4,17	14,9	0,81
4,8	5107,7	2,80	10,1	0,55	10,8	7679,8	4,21	15,0	0,82
5,0	5217,1	2,86	10,3	0,56	11,0	7734,5	4,24	15,2	0,83
5,2	5326,6	2,92	10,5	0,57	11,2	7807,4	4,28	15,2	0,83
5,4	5417,8	2,97	10,6	0,58	11,4	7880,4	4,32	15,4	0,84
5,5	5472,5	3,00	10,8	0,59	11,5	7916,9	4,34	15,6	0,85
5,6	5527,2	3,03	10,8	0,59	11,6	7953,4	4,36	15,6	0,85
5,8	5618,4	3,08	11,0	0,60	11,8	8008,1	4,39	15,8	0,86
6,0	5727,9	3,14	11,2	0,61	12,0	8081,1	4,43	15,8	0,86
6,2	5800,9	3,18	11,4	0,62	12,5	8245,2	4,52	16,1	0,88
6,4	5910,3	3,24	11,6	0,63	13,0	8409,4	4,61	16,5	0,90
6,5	5946,8	3,26	11,7	0,64	13,5	8573,6	4,70	16,9	0,92
6,6	5983,3	3,28	11,7	0,64	14,0	8737,8	4,79	17,1	0,93
6,8	6092,7	3,34	11,9	0,65	14,5	8883,7	4,87	17,4	0,95
7,0	6183,9	3,39	12,1	0,66	15,0	9047,9	4,96	17,8	0,97
7,2	6256,9	3,43	12,3	0,67	15,3	9120,9	5,00	18,0	0,98
7,4	6348,1	3,48	12,5	0,68	15,5	9193,8	5,04	18,0	0,98

DIVISION DE INGENIERIA SANITARIA
TABLAS PARA LA REVISION DE COLECTORES CLOCALES

Diámetro nominal del tubo: 168 cms. (66")

Sección llena			d = 5 cm		Sección llena			d = 5 cm	
Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s	Pendiente ‰	Gasto l/s	Velocidad m/s	Gasto l/s	Velocidad m/s
1,5	3686,0	1,67	5,8	0,31	7,5	8232,9	3,73	13,1	0,68
1,6	3796,4	1,72	6,2	0,32	7,6	8299,1	3,76	13,3	0,69
1,8	4039,2	1,83	6,5	0,34	7,8	8409,5	3,81	13,5	0,70
2,0	4259,9	1,93	6,7	0,35	8,0	8497,8	3,85	13,6	0,71
2,2	4458,6	2,02	7,1	0,37	8,2	8608,1	3,90	13,8	0,72
2,4	4657,2	2,11	7,5	0,39	8,4	8718,5	3,95	14,0	0,73
2,5	4745,5	2,15	7,7	0,40	8,5	8762,6	3,97	14,0	0,73
2,6	4855,9	2,20	7,7	0,40	8,6	8806,8	3,99	14,0	0,73
2,8	5032,4	2,28	8,1	0,42	8,8	8917,1	4,04	14,2	0,74
3,0	5209,0	2,36	8,3	0,43	9,0	9027,5	4,09	14,4	0,75
3,2	5385,6	2,44	8,6	0,45	9,2	9115,8	4,13	14,6	0,76
3,4	5540,1	2,51	8,8	0,46	9,4	9226,1	4,18	14,8	0,77
3,5	5628,4	2,55	9,0	0,47	9,5	9270,3	4,20	14,8	0,77
3,6	5716,7	2,59	9,0	0,47	9,6	9314,4	4,22	14,8	0,77
3,8	5849,1	2,65	9,4	0,49	9,8	9424,8	4,27	15,0	0,78
4,0	6003,6	2,72	9,6	0,50	10,0	9513,1	4,31	15,2	0,79
4,2	6158,1	2,79	9,8	0,51	10,2	9601,4	4,35	15,4	0,80
4,4	6312,6	2,86	10,0	0,52	10,4	9711,7	4,40	15,6	0,81
4,5	6378,8	2,89	10,2	0,53	10,5	9755,9	4,42	15,6	0,81
4,6	6445,1	2,92	10,4	0,54	10,6	9800,0	4,44	15,6	0,81
4,8	6599,6	2,99	10,6	0,55	10,8	9888,3	4,48	15,8	0,82
5,0	6732,0	3,05	10,8	0,56	11,0	9976,6	4,52	16,0	0,83
5,2	6864,4	3,11	11,0	0,57	11,2	10064,9	4,56	16,1	0,84
5,4	6996,9	3,17	11,1	0,58	11,4	10153,2	4,60	16,1	0,84
5,5	7063,1	3,20	11,3	0,59	11,5	10197,3	4,62	16,3	0,85
5,6	7107,2	3,22	11,3	0,59	11,6	10241,5	4,64	16,3	0,85
5,8	7239,6	3,28	11,5	0,60	11,8	10329,7	4,68	16,5	0,86
6,0	7372,1	3,34	11,7	0,61	12,0	10418,0	4,72	16,7	0,87
6,2	7482,4	3,39	11,9	0,62	12,2	10506,3	4,76	16,7	0,87
6,4	7614,9	3,45	12,1	0,63	12,4	10594,6	4,80	16,9	0,88
6,5	7659,0	3,47	12,3	0,64	12,5	10638,8	4,82	16,9	0,88
6,6	7725,2	3,50	12,3	0,64	12,6	10660,8	4,83	17,1	0,89
6,8	7857,7	3,56	12,5	0,65	12,8	10749,1	4,87	17,1	0,89
7,0	7968,0	3,61	12,7	0,66	13,0	10837,4	4,91	17,3	0,90
7,2	8078,4	3,66	12,9	0,67	13,2	10925,7	4,95	17,5	0,91
7,4	8188,7	3,71	13,1	0,68	13,5	11058,1	5,01	17,7	0,92

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n = 0.009$

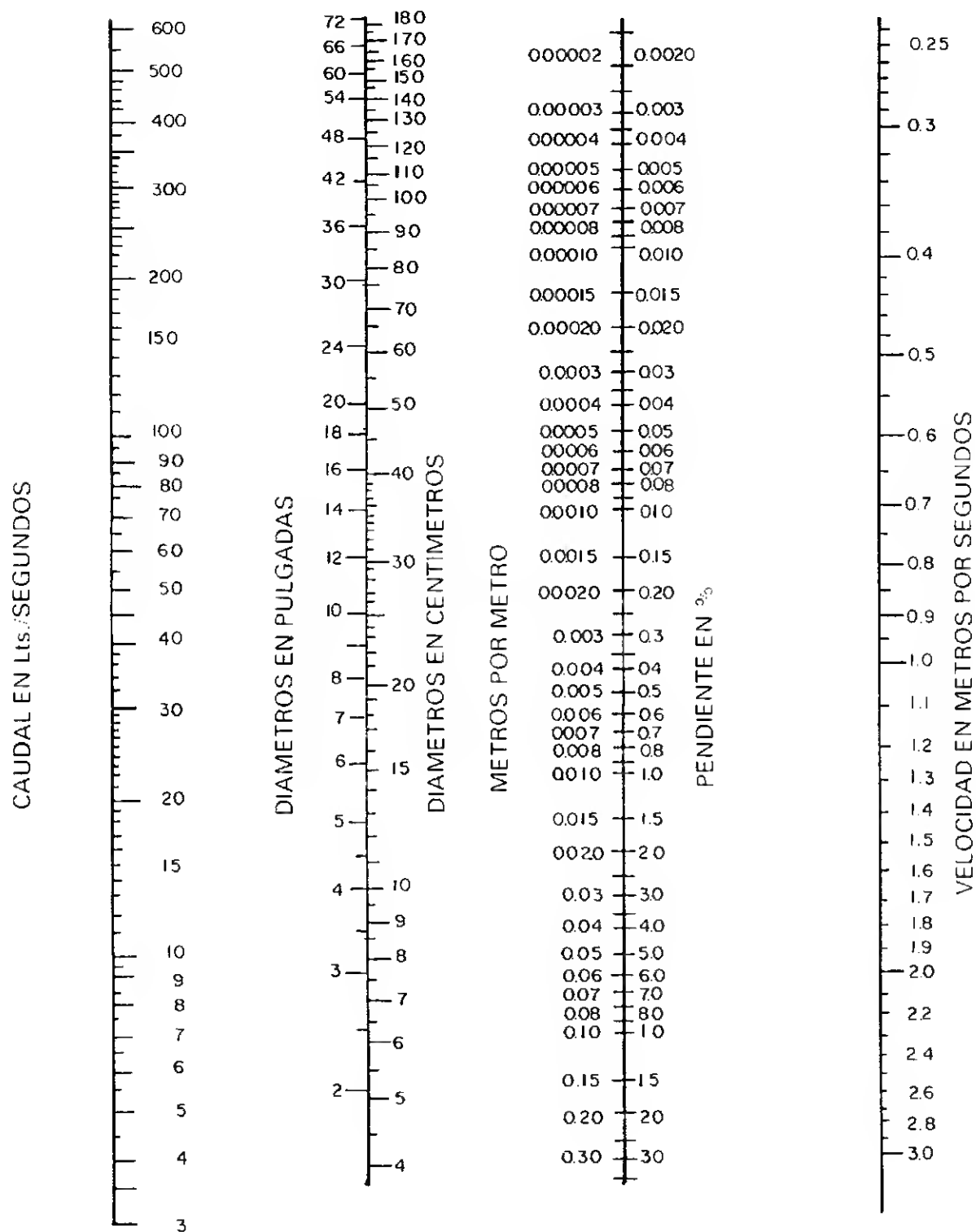


Fig. V-2.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.009$) (Ecuación de Manning).

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n = 0.010$

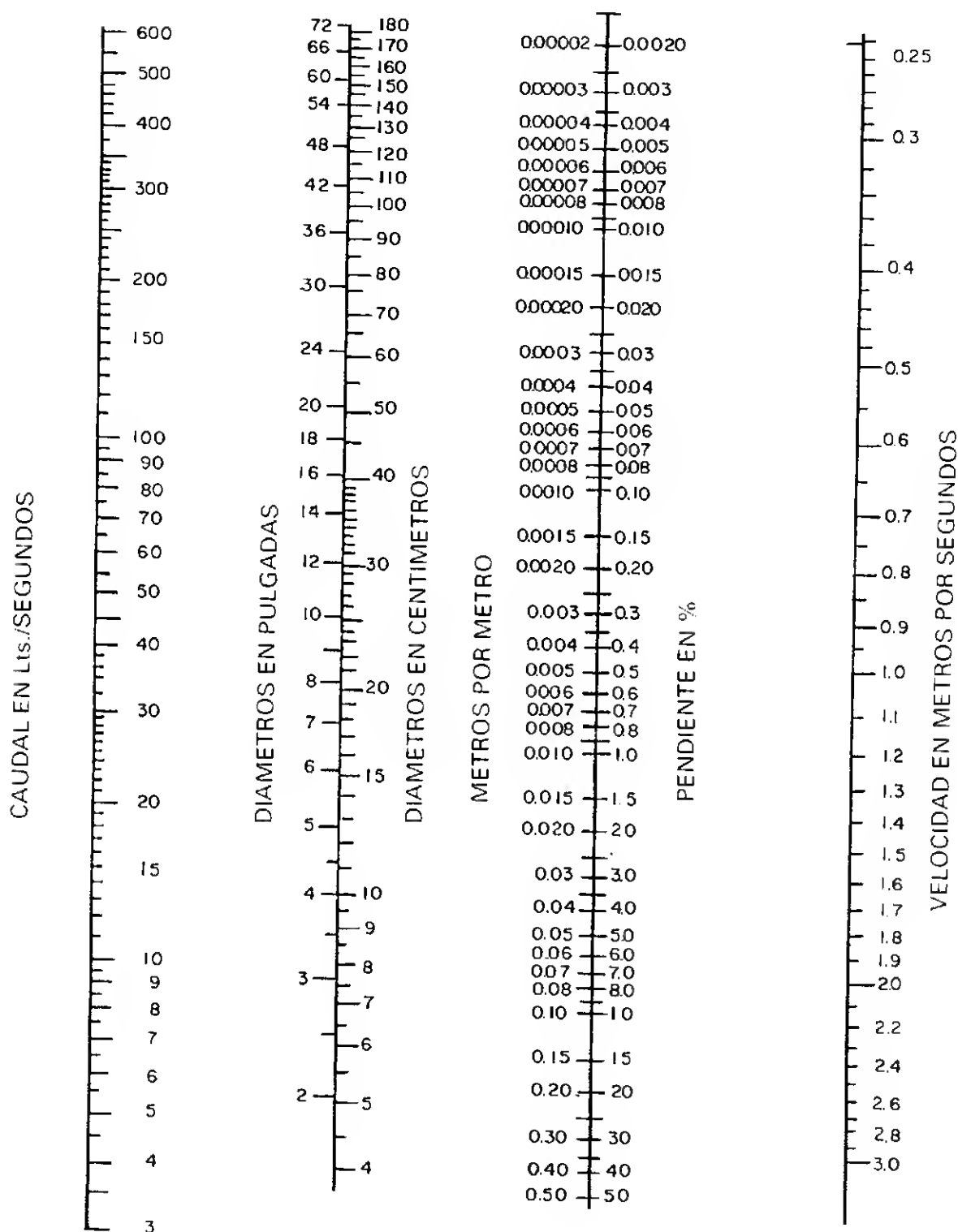


Fig. V-3.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.010$) (Ecuación de Manning).

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n = 0.011$

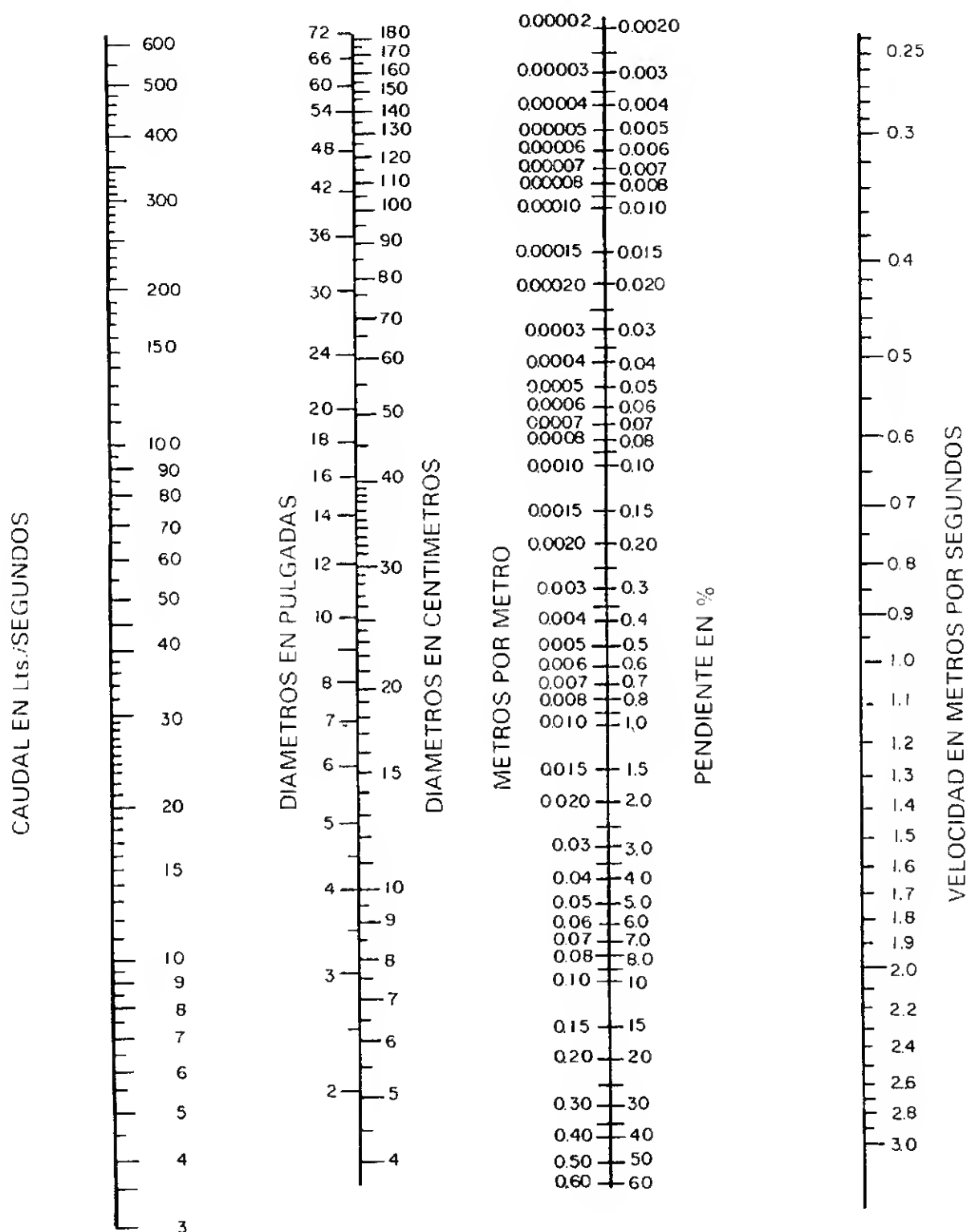


Fig. V-4.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.011$) (Ecuación de Manning).

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n = 0.012$

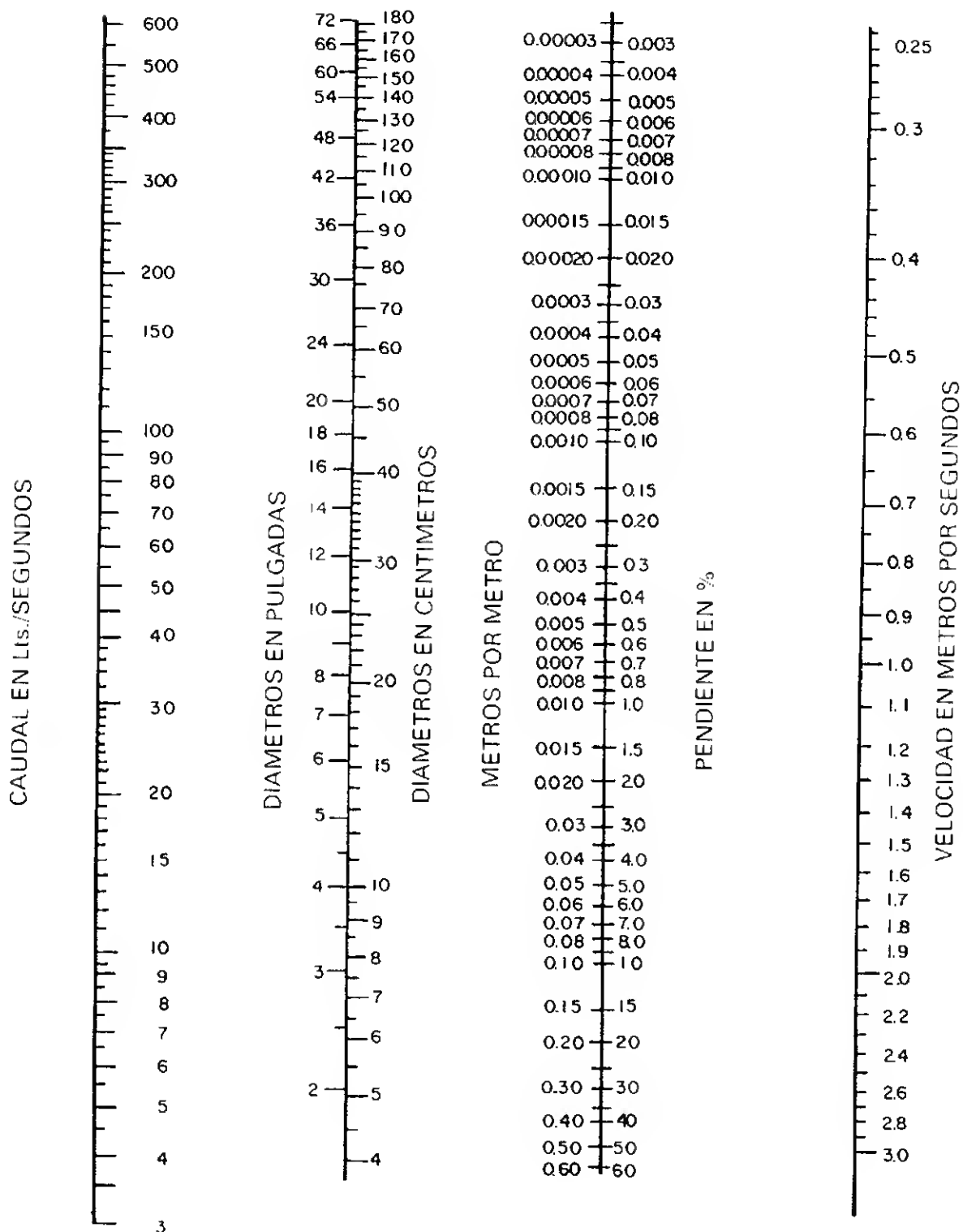


Fig. V-5.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.012$) (Ecuación de Manning).

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n = 0.013$

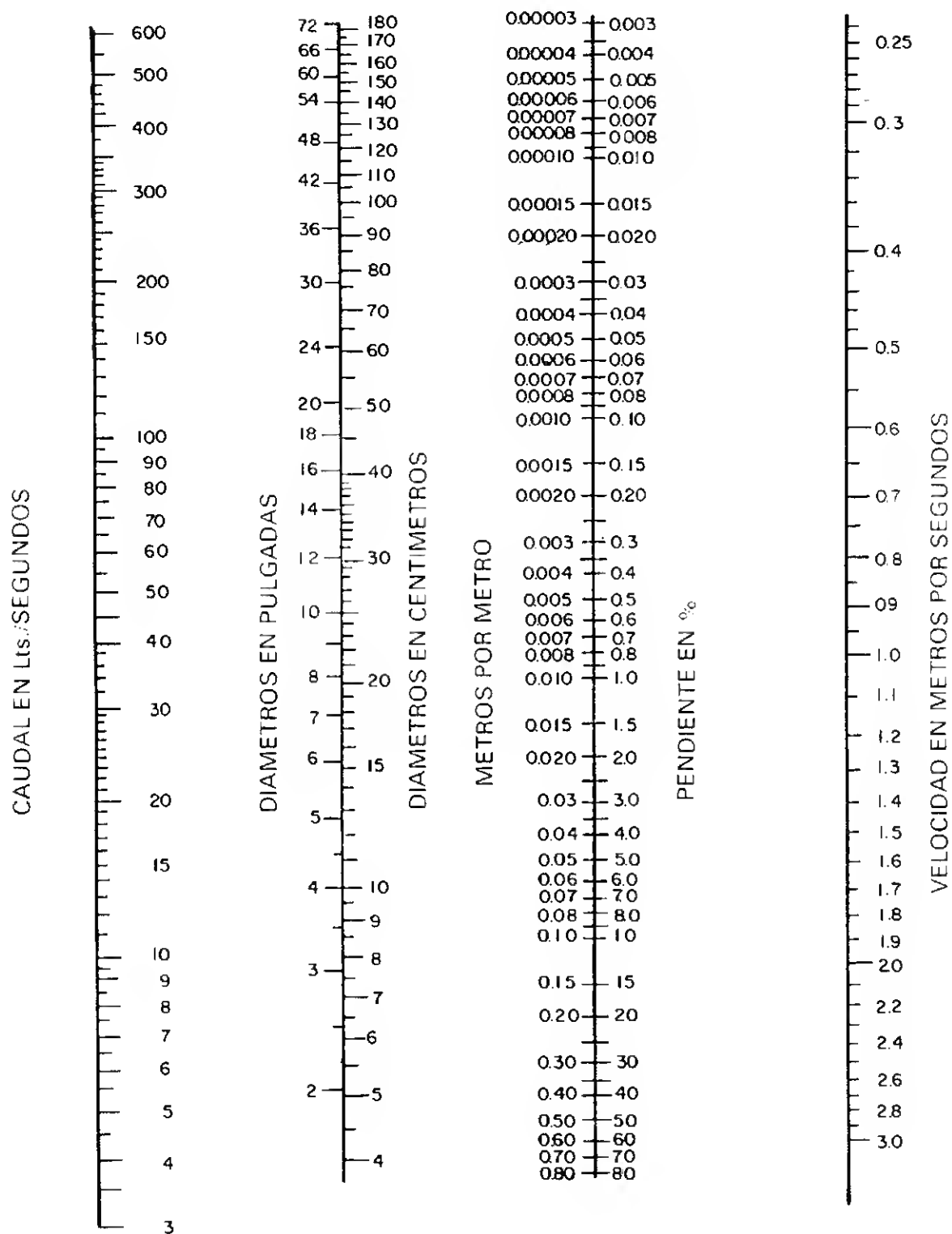


Fig. V-6.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.013$) (Ecuación de Manning).

ABACO PARA FORMULA DE MANNING:

$n=0.015$

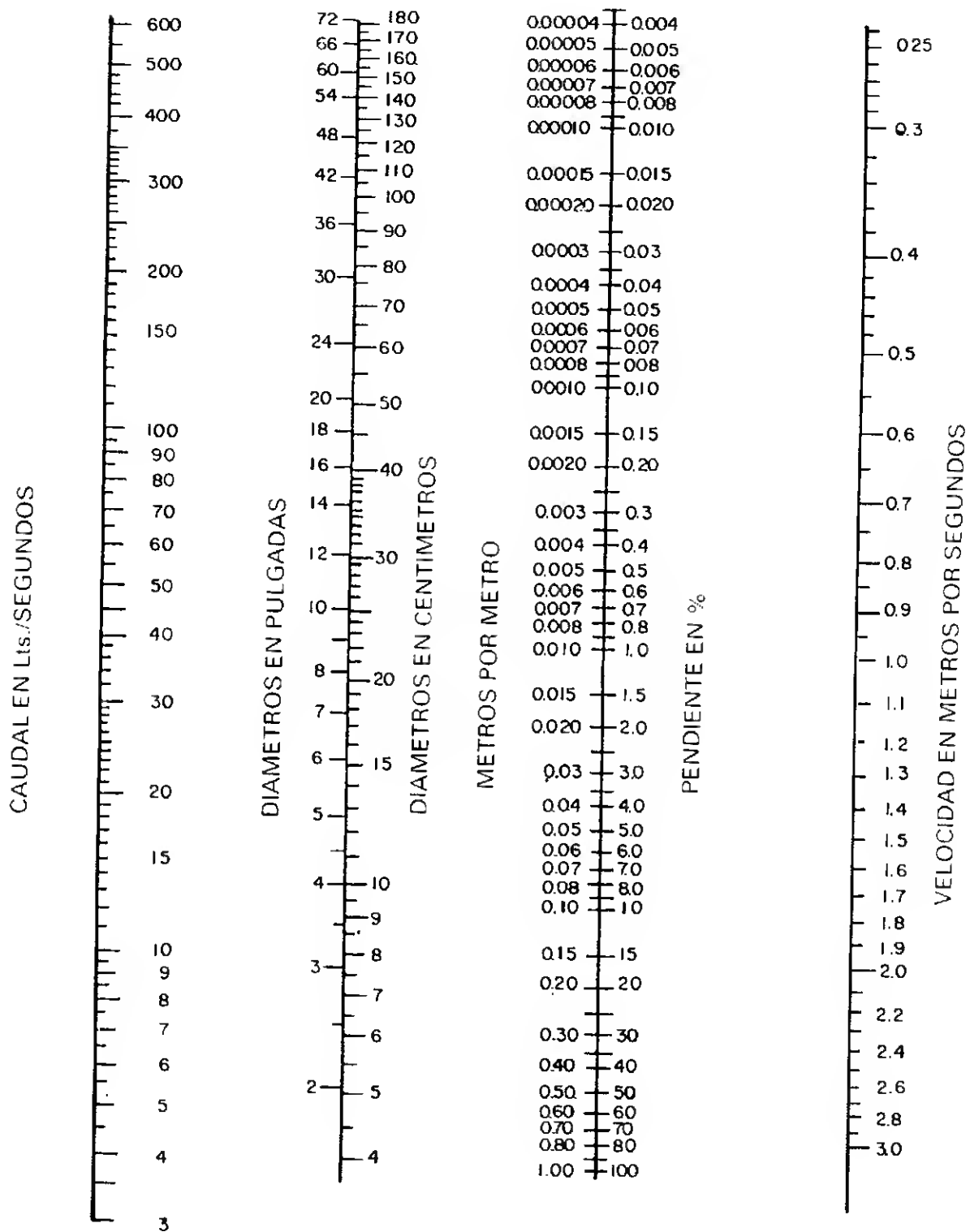


Fig. V-7.—Abaco para el cálculo de características de un conducto circular a sección plena ($n=0.015$) (Ecuación de Manning).

MODIFICACIONES DE LAS FORMULAS USADAS

En un reciente estudio hecho por Mohan y Kanna²⁰, se presenta una expresión que intenta corregir las limitaciones que la fórmula de Manning tiene. En efecto, los errores inherentes a la fórmula de Manning, debidos al uso de un solo valor para n , independientemente del diámetro, de la velocidad de flujo o de la viscosidad del líquido y al uso de una ecuación dimensionalmente no homogénea, son motivo de consideración en dicho análisis. Mediante la comparación hecha por los autores mencionados para los valores de n (coeficiente de rugosidad) en la expresión de Manning y f (factor de fricción) en la fórmula de Hazen Williams, se acusa un error comprendido entre el 100 y el 150 por 100. «Para cubrir flujos turbulentos se ha derivado una fórmula dimensionalmente homogénea y exacta, similar a la Hazen Williams, basada en la ecuación de Colebrooks

$$V = \frac{3,83 C_R D^{0,6575} (gs)^{0,5525}}{\mu^{0,105}}$$

que para agua a 20° C se convierte en:

$$V = 143,534 C_R r^{0,6575} s^{0,5525}$$

$$y C_R = \frac{2(2)^{0,5}}{3,83 R_R^{0,105}} \times \log \left(\frac{K}{3,7 D} + \frac{1,78}{R_R} \right)$$

D = Diámetro.

g = Aceleración de gravedad.

s = Pendiente hidráulica.

μ = Viscosidad absoluta.

C_R = Coeficiente de rugosidad.

$$R_R = \frac{D(gDs)^{0,5}}{v}$$

v = Viscosidad cinemática.

En su trabajo, Mohan y Khana²⁰ presentan un ábaco, elaborado para $C_R=1$, que con el auxilio de tablas para diferentes valores de C_R , obtenidos de experiencias realizadas en tuberías de varios diámetros y clases, permite la determinación exacta de los gastos y velocidades para condiciones de flujo variables.

A continuación se presentan la figura V-8 y tablas auxiliares (cuadros V-19 y V-20) elaboradas por los mismos autores.

CUADRO V-19

VALORES DE C_R PARA TUBERIAS DE CONCRETO (M. D. MOHAN, P. KANNA)

Diámetro (mm)	Velocidad en m/sg					
	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	6,0
100	0,8306	0,7881	0,7609	0,7411	0,7257	0,632
125	0,843	0,800	0,772	0,752	0,736	0,641
150	0,8519	0,8082	0,7802	0,7599	0,7441	0,648
200	0,8654	0,8208	0,7924	0,7718	0,7557	0,6581
250	0,8748	0,8297	0,8009	0,7801	0,7638	0,6652
300	0,8820	0,8363	0,8073	0,7863	0,7699	0,6705
350	0,8876	0,8416	0,8124	0,7912	0,7747	0,6747
400	0,8922	0,8459	0,8165	0,7952	0,7786	0,6781
450	0,8960	0,8495	0,8200	0,7986	0,7819	0,6809
500	0,8992	0,8525	0,8229	0,8014	0,7847	0,6834
550	0,902	0,8551	0,8254	0,8038	0,7870	0,6854
600	0,9044	0,8574	0,8275	0,8060	0,7891	0,6872
650	0,9066	0,8594	0,8295	0,8078	0,7910	0,6888
700	0,9085	0,8611	0,8312	0,8095	0,7926	0,6902
750	0,9102	0,8627	0,8327	0,8110	0,7440	0,6915
800	0,9117	0,8641	0,8341	0,8123	0,7953	0,6926
900	0,9144	0,8666	0,8365	0,8146	0,7976	0,6946
1.000	0,9166	0,8687	0,8384	0,8165	0,7995	0,6962
1.100	0,9185	0,8704	0,8401	0,8182	0,8011	0,6976
1.200	0,9202	0,8702	0,8416	0,8196	0,8025	0,6988
1.300	0,9216	0,8733	0,8428	0,8208	0,8036	0,6998
1.400	0,9228	0,8744	0,8439	0,8219	0,8047	0,7008
1.500	0,9239	0,8754	0,8449	0,8228	0,8056	0,7015
1.600	0,9249	0,8763	0,8457	0,8236	0,8064	0,7023
1.700	0,9257	0,8771	0,8465	0,8244	0,8071	0,7029
1.800	0,9265	0,8778	0,8472	0,8250	0,8078	0,7034
1.900	0,9272	0,8785	0,8478	0,8256	0,8084	0,7040
2.000	0,9279	0,8790	0,8484	0,8262	0,8089	0,7044

Similarmenle la tabla de variación de elementos hidráulicos preparada, permite conocer las características para flujo parcial.

CUADRO V-20

VARIACION DE ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA CONDUCTOS CIRCULARES PARA LA EXPRESION MODIFICADA DE MANNING (M. D. MOHAN Y P. KANNA)

H/D	A_r/A_c	R_r/R_c	$*V_r/V_c$	$*Q_r/Q_c$	L_r/L_c	C_R, C_{R_r}	C_R/C_{R_r}
0,9	0,949	1,192	1,122	1,065	1,10	1,08	0,92
0,8	0,858	1,217	1,138	0,976	1,20	1,143	0,875
0,7	0,748	1,185	1,118	0,836	1,30	1,189	0,841
0,6	0,626	1,110	1,071	0,67	1,44	1,245	0,803
0,5	0,500	1,000	1,00	0,50	1,55	1,274	0,785
0,4	0,373	0,857	0,904	0,337	1,70	1,305	0,766
0,3	0,252	0,684	0,779	0,196	1,90	1,3375	0,748
0,2	0,143	0,482	0,619	0,089	2,12	1,338	0,747
0,1	0,052	0,254	0,406	0,021	2,45	1,301	0,768

*Valores para $C_{R_r}/C_R = 1$.

Procedimiento de diseño, usando la fórmula modificada de Hazen Williams por Mohan y Khana.

- Determine el gasto y la velocidad (del ábaco).
- Seleccione un valor apropiado para C_R (Cuadro V-19).
- Determine Q_R/Q_c , V_R/V_c .
- Calcule los elementos hidráulicos.

Ejemplo

Determinar la capacidad, velocidad a sección plena, velocidad real y tirante de agua, usando la expresión modificada sugerida por Mohan y Khana, para un colector de 20 cm de diámetro, con una pendiente de 10 por 100 y por el cual fluye un gasto Q de 13,0 lt/sg. Compare con los valores obtenidos mediante la ecuación de Manning.

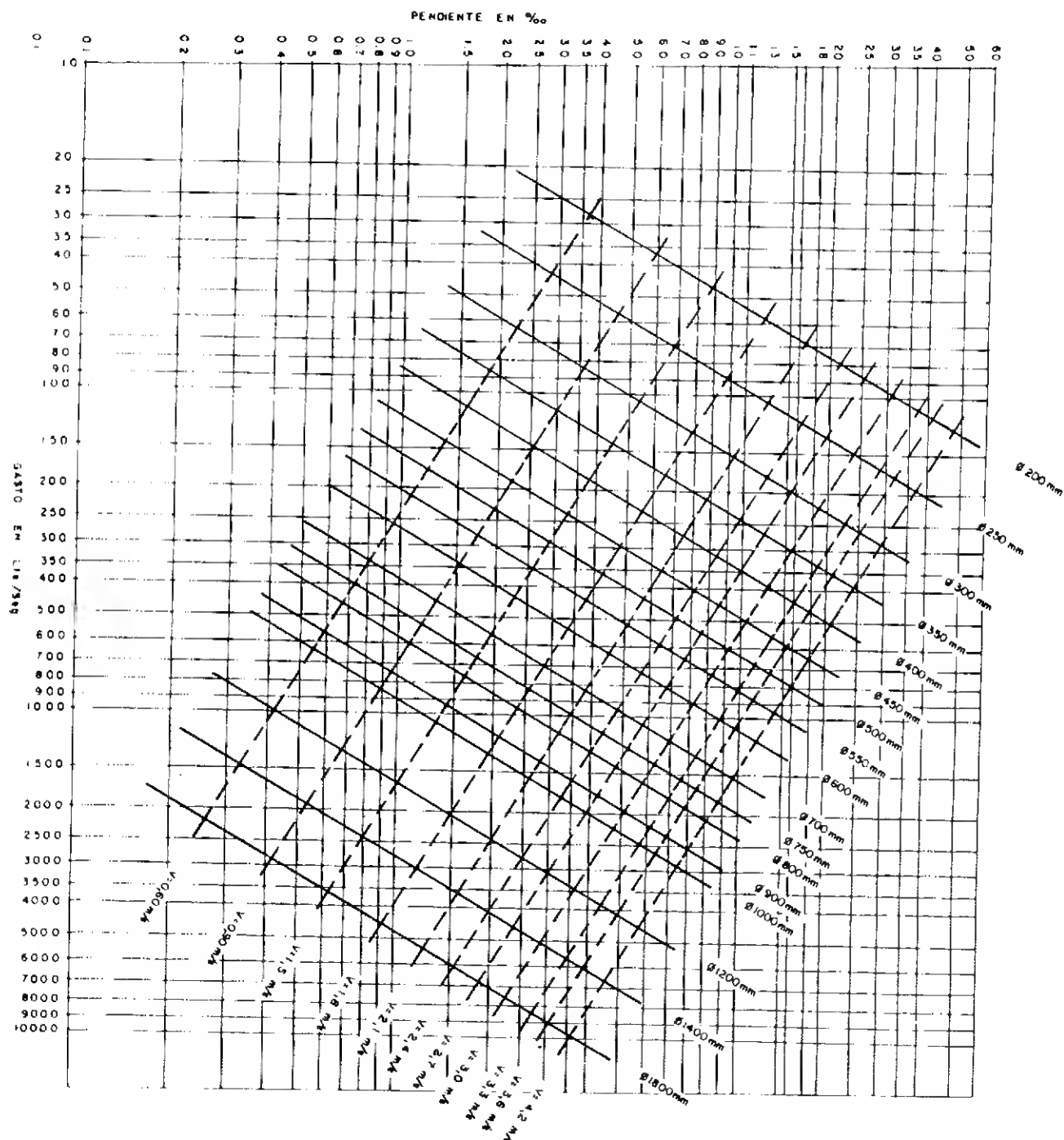


Fig. V-8.—Abaco de Mohan y Khana, según la expresión modificada de Manning.

Usando el ábaco de la figura V-8: con $s = 10 \frac{\%}{100}$; $\varnothing = 0,20$ m; $C_R = 1$, se obtiene, $Q = 51$ lt/sg; $V_c = 1,6$ m, en el cuadro V-19, se obtiene $C_R = 0,7557$

$$Q' = 0,7557 \times 51 = 38,54 \text{ lt/sg.}$$

$$V_c = 0,7557 \times 1,6 = 1,21 \text{ m.}$$

$$Q_R = 13,0$$

$$Q'_c = 38,52 \rightarrow 0,337$$

En el cuadro V-20 encontramos para $\frac{Q_R}{Q_c} = 0,3375$

$$\frac{H}{D} = 0,40; \frac{V_R}{V_c} = 0,904$$

$$\text{luego } H = 0,40 \times 0,20 = 0,08 \text{ m} = 8 \text{ cm;}$$

$$V_R = 0,904 \times 1,21 = 1,1 \text{ m/sg.}$$

Comparando con valores obtenidos usando la fórmula de Manning se tiene:

Datos	Fórmula modificada (Mohan y Khana)	Fórmula de Manning
Diámetro	0,20 m	0,20 m
Pendiente	10 ‰	10 ‰
Capacidad	38,52 lt/sg.	29,8 lt/sg.
Velocidad a sección llena	1,21 m/sg.	0,92 m/sg.
Ente de agua	8 cm	9,4 cm
Caudal real	13,0 lt/sg	13,0 lt/sg
Velocidad real	1,1 m/sg	0,90 m/sg
coef. de rugosidad	Variable	0,015

Colectores cloacales a presión

Si bien generalmente se procura diseñar los sistemas de recolección de aguas servidas, para trabajar como canales abiertos, en ciertas circunstancias se hace necesario el diseño de algunos tramos o colectores para trabajar como conductos a presión. Estas condiciones pueden presentarse en varias situaciones a saber:

- Cuando se tiene necesidad de bombear las aguas negras de una zona baja.
- Cuando se hace necesario pasar depresiones mediante sifones invertidos.
- Cuando se tengan zonas donde, ante la imposibilidad de aumentar los diámetros, los colectores deban trabajar sobrecargados.

En tales situaciones, el diseño debe atender a condiciones de conductos a presión, por lo cual deben tomarse en cuenta aquellos parámetros que puedan afectar la operación del sistema, entre ellos, se consideran de fundamental importancia el gasto mínimo y la velocidad mínima para el arrastre de sedimentos.

La velocidad mínima de arrastre, a usar en el diseño de un sistema de aguas negras a presión, según McPherson, Ticker y Hobbe²¹ es de $V = \sqrt{D/2}$, donde V está dado en pie/sg, y D el diámetro interior dado en pulgadas. Esta expresión puede estimarse en el sistema métrico como $V = 1,35 \sqrt{D}$, siendo V en m/sg y D = diámetro en m.

Hendricks²² señala «el mantenimiento de una velocidad para el control de grasas puede ser un problema, si el diseño en la capacidad de la línea de bombeo está basado en un valor excesivamente alto para la relación entre el gasto máximo y el caudal medio».

La fórmula de Hazen-Williams, normalmente usada para conductos a presión en redes de abastecimiento de agua potable, puede usarse, asumiendo un factor de fricción un poco mayor y considerando el hecho de que las aguas negras contienen materias sólidas y grasas que pueden incrementar los coeficientes de rugosidad, por su adherencia a las paredes del tubo. En este sentido, Flanigan y Cadmik²³, recomiendan incrementar en un 20 por 100 las pérdidas de carga obtenidas, cuando se diseñe líneas de bombeo de aguas negras, para prever los efectos del incremento de fricción.

La expresión de Hazen-William bajo la forma simplificada presentada en «Abastecimiento de agua, teoría y diseño»⁶

$$J = \frac{1,21957 \times 10^{10}}{C^{1,85} D^{4,87}} \times L \times Q^{1,85}$$

permite determinar las pérdidas de carga para aguas limpias, usando los valores de C representados en las tablas de las páginas 26 y 27 de la misma referencia⁶ y haciendo las estimaciones de incremento en la fricción ya comentada.

Otro factor de posible consideración en las líneas de bombeo de aguas negras, puede ser el relativo a acumulación de aire o gases en puntos altos, por lo cual sería recomendable la colocación de válvulas para expulsión de aire (ventosas) en los puntos altos; sobre todo si se trata de longitudes grandes, velocidades de flujo bajas y/o pronunciadas pendientes después de los puntos altos.

La selección de la clase de tubería a utilizar dependerá de la presión de trabajo; así como el tipo de material en su fabricación dependerá de las condiciones de trabajo y de los costos en la región, que garanticen los requerimientos técnicos y logren un diseño económico.

El diámetro se seleccionará en base a un análisis económico, que tome en cuenta todas las variables que determinan las variaciones de costo.

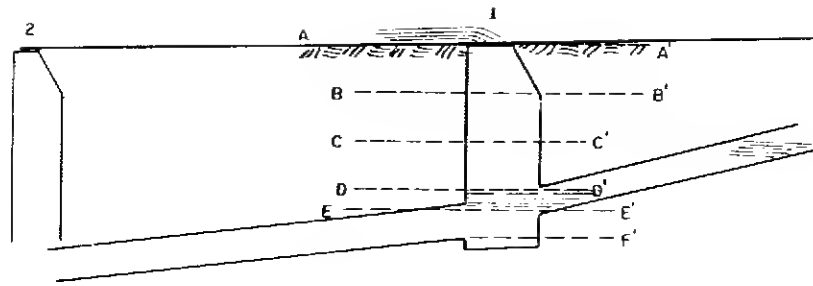


Fig. V-9.—Efectos sobre bocas de visita y colectores sobrecargados.

Este análisis incluye costos de tubería, de los equipos de bombeo, de energía, y costos de operación y mantenimiento.

Este análisis económico es similar al hecho en las líneas de bombeo de agua potable⁶, tomando en cuenta las diferencias ya señaladas en cuanto a pérdidas de carga, y a peso específico de las aguas (1,04 kg/dm³) y a las variaciones del gasto para la sección apropiada de los equipos de bombeo.

Un análisis de esta condición se presenta en el capítulo correspondiente a estaciones de bombeo.

Colectores sobrecargados

Cuando por alguna razón (incremento de densidad de población, sedimento en tuberías, aportes de lluvias, etc.) un colector con una determinada capacidad, diseñado como canal abierto, recibe un caudal superior, se produce un remanso en una cierta longitud a veces hasta la boca de visita. Sobre el tramo afectado se ejercerá una presión hidrostática cuyo valor máximo lo definirá el nivel en la boca de visita, donde la presión ejercida levantará la tapa y provocará su desbordamiento.

Si bien, generalmente, la magnitud de la presión no es lo suficientemente grande para afectar la tubería, mayor inconveniente es el de desbordamiento por las bocas de visita o hacia las viviendas, y el regresamiento hacia los puntos más bajos.

Considerando el tramo 1-2 de la figura V-9, el caudal Q para dicho colector a sección llena estará definido por el tirante de agua igual a su diámetro, el cual para el punto 1 está representado por el nivel de agua EE' en la boca de visita.

Si en 1, se recibe el caudal superior a Q , se producirá un aumento en la presión sobre el colector, determinada por la altura piezométrica h , y definida en la figura por DD' , CC' , BB' y AA' (este último, cuando comienza el desbordamiento por la calle).

Estas cargas hidrostáticas incrementarán la velocidad en el colector y por tanto el caudal que pasa por la sección correspondiente, reflejándose sobre

otros tramos de colectores o sobre los empotramientos de las edificaciones incorporadas en el tramo.

A fin de evitar estos daños, conviene determinar la carga hidrostática que podría aceptar, en un caso dado, un tramo que reciba empotramientos de edificaciones, sin que ello pueda crear problemas de sus descargas.

La figura V-10, presenta un tramo de colector que recibe las descargas de los empotramientos de las edificaciones directamente incorporadas a él, y en el cual se refleja el incremento de gasto y del tirante de agua al final del mismo.

Para el cálculo de estos tramos a presión, se recomienda la utilización de la expresión de Hazen-William $J = \alpha L Q^n$ o la de Darcy-Weishach

$$h = f \frac{L v^2}{D 2g}$$

En la primera hacemos $J = h$ (carga hidrostática tolerable) y en la segunda determinamos v para la h permisible.

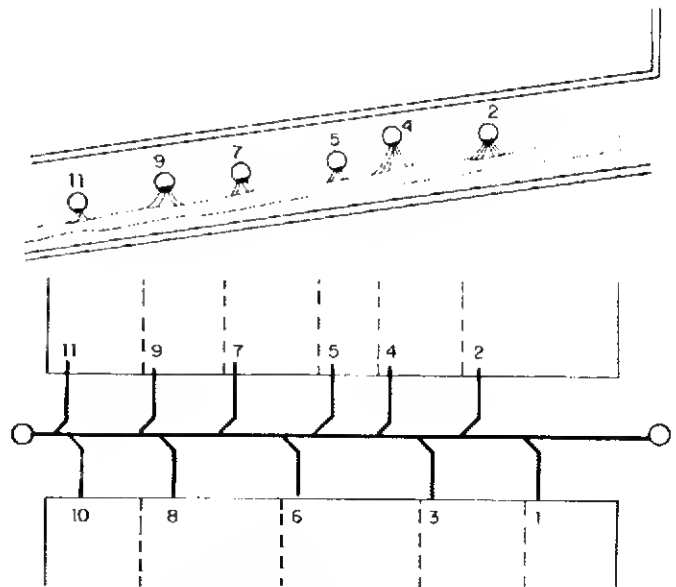


Fig. V-10.—Incremento de caudal en un tramo por empotramientos domiciliarios.

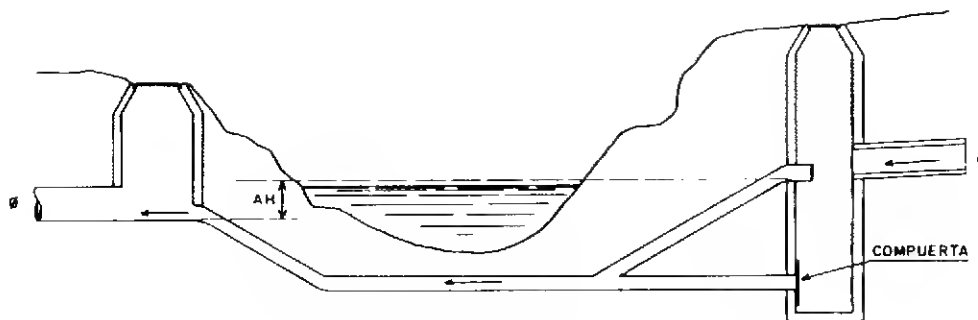


Fig. V-11.—Sifón invertido en un colector cloacal para salvar una depresión.

SIFONES INVERTIDOS

Es otra de las condiciones, cuando un colector de aguas servidas, combinado o de lluvias debe calcularse como conducto a presión (Fig. V-11). Ello se presenta en detalles en el capítulo correspondiente a obras especiales.

Las mismas expresiones anteriormente señaladas se aplicarán a esta condición de colector trabajando como conducto a presión.

Clases de tuberías

La generalidad de los sistemas cloacales se diseñan para trabajar como canales abiertos, por lo cual los conductos utilizados no atienden a factores de presión interna, sino más bien a que ofrezcan buenas características para el flujo (rugosidad) y resistencia para resistir erosión, agresividad por ácidos y gases, y resistencia estructural a las cargas exteriores.

Las tuberías más comúnmente usadas son las fabricadas de concreto, arcilla vitrificada, asbesto cemento y las tuberías a base de polímeros.

TUBERÍAS DE CONCRETO: (C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7)

Es la tubería más utilizada en Venezuela, fabricándose sin armadura de acero o armados, y atendiendo a especificaciones del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, bajo la denominación INOS C1-C65.

Los tubos fabricados de acuerdo con estas normas atienden a una denominación de acuerdo a su resistencia estructural, así se tiene:

- Tuberías sin armadura de acero, clases 1, 2 y 3.
- Tuberías armadas (con alambres de alta resistencia, con malla de alambre o con barras de acero) clases 4, 5, 6 y 7.

Asimismo, por razones de fabricación, el coeficiente de rugosidad para las tuberías hasta diámetros de 21" (53 cm) inclusive se utiliza con coeficiente de rugosidad $n=0,015$ y para tuberías de diámetros mayores a 21" (53 cm) se usa un coeficiente $n=0,013$ en las fórmulas de Manning.

Tuberías de arcilla vitrificada (A. V.)

Es tubería cuya materia prima, la arcilla, es sometida a un proceso de vitrificación mediante aplicación en tres diferentes ciclos a una máxima temperatura de 2.000 a 2.400° F, logrando la fusión de los granos de arcilla entre si y complementándose con un barnizado, al aplicar sal común en la fase de temperatura máxima.

La tubería de arcilla así fabricada, ofrece ventajas en cuanto a su coeficiente de rugosidad el cual es mucho menor que para tuberías de concreto $n=0,011$. También es un material con mayor resistencia a la agresividad de ácidos.

Tuberías de asbesto-cemento (A. C.)

Son tuberías fabricadas por el enrollado a presión de una mezcla de asbesto y cemento en capas múltiples y sometidas al fraguado mediante procesos especiales.

Se denotan por las siglas A. C. y deben diferenciarse de las tuberías de asbesto-cemento para abastecimiento de agua A. C. P., las cuales son tuberías para trabajar como conductos a presión.

Por presentar una superficie un poco más lisa que las tuberías de concreto, puede estimarse un valor de $n=0,011$ a 0,012.

Tuberías plásticas (PVC o ABS)

Las tuberías plásticas de cloruro de polivinilo (PVC) o de copolímero de Acrilonitrilo-Butano-Estireno (ABS) que se fabrican de acuerdo a normas

específicas de la ASTM, presentan algunas ventajas en la utilización de conducción de aguas con características agresivas por su alta resistencia a ácidos y sustancias agresivas.

Los tubos de cloacas de material plástico tienen paredes internas no absorbentes y las juntas se hacen por soldadura química, lo cual representa una ventaja porque elimina el aporte por infiltraciones y ello adicionalmente significa eliminación de obstrucción por crecimiento de raíces.

Por presentar una superficie interna muy lisa ofrece menor resistencia friccional, pudiendo estimarse un valor de $n=0,009$ a $0,010$, o si se aplica la ecuación de Hazen-William un valor de $C=140$.

A continuación se presenta el cuadro V-21, que se refiere a diámetros, pesos y precios de tuberías de concreto fabricadas en Venezuela, según normas INOS CL-C65. Aunque resulta evidente que los precios pueden fluctuar, la idea en esta presentación es la de que pueda servir de guía para algunos ejemplos que desarrollamos posteriormente al estudiar varias soluciones posibles.

CUADRO V-21

LISTA DE PRECIOS DE TUBERIAS PARA CLOACAS

Según Especificaciones I. N. O. S.-CL - C - 65

Diámetro Interno		Especifi- caciones	Espesor pared	Peso aprox. kg.	Precio Bs./m
mm.	Pulg.	I.N.O.S	cms.	ML	en Planta
100	4"	C-1	1,9	20	8,30
150	6"	C-1	1,9	33	11,70
		C-2	1,9	33	12,90
200	8"	C-1	2,2	48	15,00
		C-2	2,2	48	18,0
250	10"	C-1	2,5	68	21,90
		C-2	2,5	68	25,55
300	12"	C-1	2,8	89	35,70
		C-2	3,5	104	41,80
		C-3	5,1	156	51,00
380	15"	C-1	3,5	135	52,20
		C-2	4,1	158	61,00
		C-3	5,7	216	72,90
450	18"	C-1	4,2	180	66,80
		C-2	5,1	216	80,05
		C-3	6,4	280	91,15
500	21"	C-1	4,4	256	99,40
		C-2	5,7	288	111,80
		C-3	7,0	356	126,00
		C-4	7,0	356	189,90
		C-7	7,0	356	355,40
600	24"	C-1	5,4	339	126,40
		C-2	6,7	389	145,05
		C-3	7,6	395	158,80
		C-4	7,6	395	225,95
		C-5	7,6	395	263,90
		C-6	7,6	395	351,95
		C-7	7,6	395	485,95

CUADRO V-21 (Cont.)

LISTA DE PRECIOS DE TUBERIAS
PARA CLOACAS

Según especificaciones I.N.O.S.-CL - C - 65

Diámetro interno		Especificaciones	Espesor pared	Peso aprox. kg.	Precio por ML. Bs.
mm.	pulg.	I.N.O.S.	cms.	ML	en planta
700	27"	C-4	7,6	465	257,30
		C-5	7,6	465	299,65
		C-6	7,6	465	424,90
		C-7	7,6	465	579,20
750	30"	C-4	8,5	570	294,25
		C-5	8,5	570	337,40
		C-6	8,5	570	465,70
		C-7	8,5	570	655,20
800	33"	C-4	9,5	676	349,65
		C-5	9,5	676	414,40
		C-6	9,5	676	548,20
		C-7	9,5	676	726,30
900	36"	C-4	10,2	780	420,95
		C-5	10,2	780	466,20
		C-6	10,2	780	616,55
		C-7	10,2	780	890,80
1,050	42"	C-4	11,4	1,020	553,25
		C-5	11,4	1,020	594,15
		C-6	11,4	1,020	743,55
		C-7	11,4	1,020	1,054,65
1,200	48"	C-4	12,7	1,288	612,00
		C-5	12,7	1,288	649,15
		C-6	12,7	1,288	899,25
		C-7	12,7	1,288	1,268,65
1,350	54"	C-4	14	1,588	807,00
		C-5	14	1,588	865,45
		C-6	14	1,588	1,146,40
		C-7	14	1,588	1,677,90
1,500	60"	C-4	15,2	1,924	967,20
		C-5	15,2	1,924	1,079,25
		C-6	15,2	1,924	1,506,50
		C-7	15,2	1,924	1,959,75
1,650	66"	C-4	16,5	2,303	1,208,50
		C-5	16,5	2,303	1,373,15
		C-6	16,5	2,303	1,874,75
		C-7	16,5	2,303	2,311,55
1,800	72"	C-4	17,8	2,684	1,337,70
		C-5	17,8	2,684	1,598,05
		C-6	17,8	2,684	2,273,05
		C-7	17,8	2,684	3,163,45
2,100	84"	C-4	20,3	3,592	1,870,30
		C-5	20,3	3,592	2,269,20
		C-6	20,3	3,592	3,042,20
2,400	96"	C-4	21,6	4,328	2,767,70
		C-5	21,6	4,328	3,198,20
2,700	108"	C-4	22,9	5,123	3,692,65
		C-5	22,9	5,123	4,211,00

Presentación de los cálculos

Para la presentación de los cálculos de un proyecto se sugiere un cuadro como el que se presenta en la página 102, donde se reportan todos los datos relativos a cada colector.

Ejemplo

El esquema del sistema de recolección de aguas servidas que se muestra en la figura V-12 corresponde a una zona cuya población para el periodo de diseño es de 75.845 habitantes. La dotación de agua para el abastecimiento ha sido estimado en 259 lt/pers/día, y el factor de consumo máximo $k_2 = 2,5$.

El área total es de 20 Ha y las características de ella, han permitido calcular un coeficiente medio de impermeabilidad de $C_m = 0,426$. Se ha estimado una intensidad de lluvias $i = 220$ lt/seg/Ha.

La longitud total de colectores, incluyendo los empotramientos, es de 2.520 m, y se ha estimado un coeficiente de infiltración $K_i = 50.000$ lt/km/día.

Se pregunta:

- Determinar las áreas correspondientes a los tramos definidos por el colector B4-C4-D4-E4.
- Calcular los gastos correspondientes a cada tramo del mismo colector.
- Determinar todas las características indicadas en la tabla de cálculos (pendiente, diámetro, capacidad, velocidad a sección plena, velocidad real y tirante de agua).

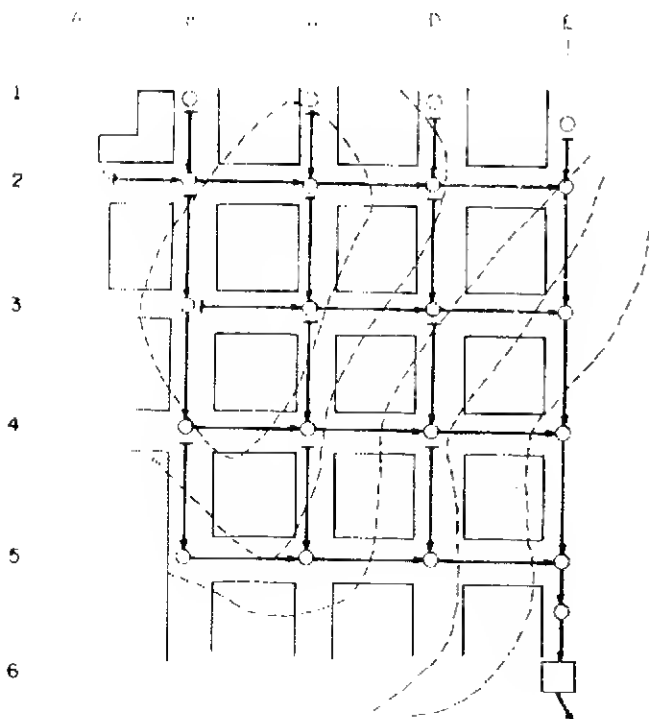


Fig. V-12.—Trazado de colectores cloacales del sector.

Solución

- Adoptando la repartición de áreas, mediante el método de considerar los aportes en función de su longitud y considerando la topografía de la zona, se ha demarcado el área correspondiente a los tramos, encerrando en un recuadro las áreas respectivas.

Cálculo de las áreas: Una vez demarcadas las áreas que se empotran directamente sobre cada tramo, se hacen las mediciones con planímetro o bien determinándolas por áreas geométricas conocidas (triángulos, rectángulos, etc.), como se indicó en el capítulo sobre áreas tributarias a cada colector (Fig. V-13).

- Para calcular los gastos correspondientes a cada tramo, determinamos primeramente el gasto unitario (lt/sg/Ha). Usaremos el criterio que considera además del aporte por aguas del acueducto, el correspondiente a malos empotramientos y a infiltraciones.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$Q_1 = Q_{\text{acueducto}} - K_2 Q_m$$

$$Q_2 = \frac{K_i \times L}{86.400}$$

$$Q_3 = Q_{\text{malos emp.}} = C_m \times i \times A \times M$$

$$Q_m = \frac{75.845 \times 250}{86.400} = 219,46 \text{ lt/sg}$$

$$Q_1 = 2,5 \times 219,46 = 548,65 \text{ lt/sg}$$

luego el gasto unitario es:

$$Q_1 = \frac{548,6}{20} = 27,43 \text{ lt/sg/Ha}$$

$$Q_2 = \frac{50.000 \times 2,52}{86.400} = 1,46 \text{ lt/sg}$$

$$Q_2 = \frac{1,42}{20} = 0,07 \text{ lt/sg/Ha}$$

$$Q_3 = 0,426 \times 220 \times 1 \times 0,02 = 1,87 \text{ lt/sg/Ha}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 27,43 + 0,07 + 1,87 = 29,37 \text{ lt/sg/Ha}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 29,37 \text{ lt/sg/Ha}$$

CUADRO V-22

Tramo	Long	Area contribuyente			Gasto l/s	Pend %	ϕ	C	V_c	V_r	h	COTAS	
		Super	Propia	Total								terreno	cloacas
B2-B3	150		1,4	1,4	41,12							11,5	11,8
B3-B4	140	1,4	1,7	3,1	91,05							11,8	10,8
B4-C4	120	3,1	1,0	4,1	120,42							10,8	10,6
C4-D4	110	5,3	1,7	7,0	205,59							10,6	9,6
D4-E4	100	8,2	1,5	9,7	284,89							9,6	9,1

Con este valor podemos calcular los gastos correspondientes a cada tramo, y llenar el cuadro V-22, el cual completaremos después con las características del diseño.

- c) Para la determinación de los diámetros y demás características, elegimos una pendiente del tramo, que en este caso particular, no nos impondremos más limitaciones que la topográfica, y verificaremos las velocidades. En esta oportunidad, por razones didácticas, no se contemplan otras condiciones que pueden modificar dichas pendientes.

Por razones prácticas y económicas, seleccionamos la pendiente del colector similar a la del terreno, en aquellos tramos donde el sentido del flujo hacia la zona de descarga, lo permita.

Tramo: B2-B3

La pendiente de terreno es ligeramente contraria al sentido del flujo, por lo cual no tomaremos en cuenta la pendiente del terreno en este tramo que calcularemos después.

Tramo: B3-B4

$$\text{Pendiente del terreno} = \frac{11,8 - 10,8}{140} = 0,0071$$

Asumiremos para el colector una pendiente $s = 7\text{‰}$.

Con esta pendiente $s = 7\text{‰}$ y $Q = 91,05$ lt/sg, $n = 0,015$ entramos en el ábaco de la figura V-1, y vemos que podría utilizarse un diámetro de $\phi = 0,35$ m, casi trabajando a sección plena; en estas condiciones preferimos usar $\phi = 0,38$ m y dar mayor capacidad de reserva.

Con $\phi = 0,38$ m y $s = 7\text{‰}$ obtenemos en el mismo ábaco:

$$Q_c = 130 \text{ lt/sg y } V_c = 1,16 \text{ m/sg}$$

Calculando la relación de gastos

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{91,05}{130} = 0,70$$

y mediante las curvas de la figura 1V-8 de variación de elementos hidráulicos

$$\frac{H}{D} = 0,62 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,09$$

$$H = 0,62 \times 0,38 = 0,24 \text{ m}$$

$$V_R = 1,09 \times 1,16 = 1,26 \text{ m/sg.}$$

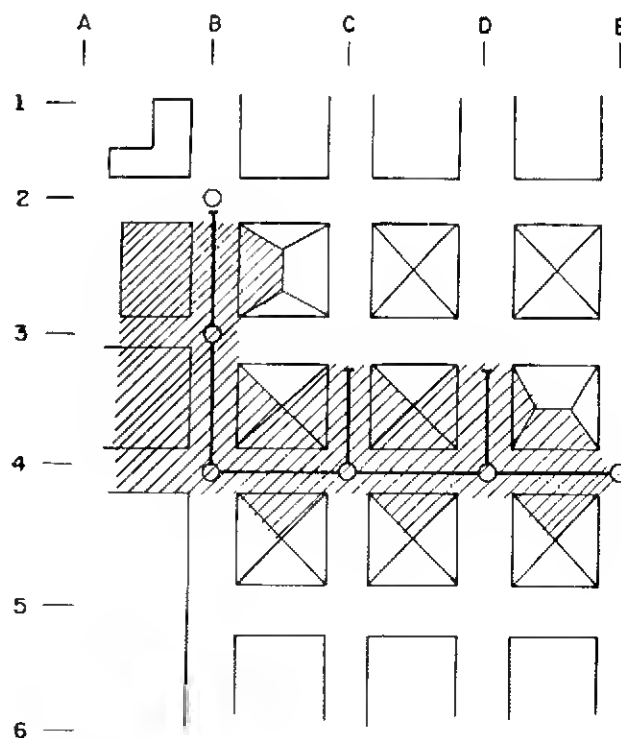


Fig. V-13.—Area contribuyente al colector B4-C4-D4-E4.

Tramo: B4-C4

$$S_{\text{terreno}} = \frac{10,8 - 10,6}{120} = 0,0017 \quad s = 1,7 \text{‰}$$

Eligiendo una pendiente similar para el colector.

Con $s = 1,7 \text{‰}$ y $Q = 120,4 \text{ lt/sg}$, $n = 0,015$ se obtiene $\varnothing = 21''$ (53 cm); $C = 160 \text{ lt/sg}$; $V_c = 0,72 \text{ m/sg}$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{120,4}{170} = 0,71 \quad \frac{H}{D} = 0,62 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,09$$

$$H = 0,62 \times 0,53 = 0,33 \text{ m}$$

$$V_R = 1,02 \times 0,72 = 0,78 \text{ m/sg.}$$

$$Q = 284,89 \text{ lt/sg} \quad \varnothing = 24'' \text{ (61 cm)} \\ C = 390 \text{ lt/sg} \quad V_c = 1,36 \text{ m/sg}$$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{284,89}{390} = 0,73 \quad \frac{H}{D} = 0,63 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,09$$

$$H = 0,63 \times 0,61 = 0,38 \text{ m}$$

$$V_R = 1,09 \times 1,36 = 1,48 \text{ m/sg.}$$

Complementamos el diseño de este colector, con el tramo B2-B3, que habíamos dejado pendiente. Este tramo estará determinado por la profundidad obligada por la red del acueducto, que veremos en capítulo aparte. Sin embargo, fijaremos el diámetro mínimo con pendiente mínima capaz de conducir tal gasto para una velocidad igual o mayor que la velocidad de arrastre.

Tramo: C4-D4

$$S_{\text{terreno}} = \frac{10,6 - 9,6}{110} = 0,009 \quad S_{\text{colector}} = 9 \text{‰}$$

$$Q = 205,59 \text{ lt/sg.} \quad n = 0,015$$

se obtiene en el ábaco (Fig. V-1), $\varnothing = 21''$ (53 cm), $C = 360 \text{ lt/sg}$, $V_c = 1,65 \text{ m/sg}$.

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{205,59}{360} = 0,57 \quad \frac{H}{D} = 0,64 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,10$$

$$H = 0,64 \times 0,53 = 0,34 \text{ m.}$$

$$V_R = 1,10 \times 1,65 = 1,82 \text{ m/sg.}$$

$Q = 41,12 \text{ lt/sg}$, $\varnothing = 8''$ (20 cm), $n = 0,015$ nos resulta una pendiente muy grande y la excavación será excesiva.

Seleccionamos $\varnothing = 12''$ (30 cm), $S = 5 \text{‰}$, $C = 60 \text{ lt/sg}$, $V_c = 0,85 \text{ m/sg}$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{41,12}{60} = 0,69 \quad \frac{H}{D} = 0,61 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,08$$

Con los datos obtenidos completamos la información del cuadro V-23.

Ejemplo

Las dos alternativas propuestas para el ejemplo de la figura III-2 del capítulo III, conducen a los esquemas de las figuras V-14 y V-15, que muestran para una misma área dos posibles trazados para un colector principal y sus afluentes. Evaluadas en costos en cuanto a sus diámetros, determinan el análisis que se presenta en el Cuadro V-24:

CUADRO V-23

Tramo	Long.	Área contribuyente			Gasto lt/sg	S (‰)	\varnothing m	C lt/sg	V_c m/sg	V_R m/sg	H cm	Cotas terreno		Cotas colector	
		Super.	Propia	Total								Arriba	Abajo	Arriba	Abajo
B2-B3	150	—	1,4	1,4	41,12	5,0	0,30	60	0,85	0,92	18	11,5	11,8		
B3-B4	140	1,4	1,7	3,1	91,05	7,0	0,38	130	1,16	1,26	24	11,8	10,8		
B4-C4	120	3,1	1,0	4,1	120,42	1,7	0,53	160	0,72	0,78	33	10,8	10,6		
C4-D4	110	5,3	1,7	7,0	205,59	9,0	0,53	360	1,65	1,82	34	10,6	9,6		
D4-E4	100	8,2	1,5	9,7	284,89	5,0	0,61	390	1,36	1,48	38	9,0	7,5		

CUADRO V-24

SOLUCION A						SOLUCION B					
Tramo	Cota		Long. (m)	Gasto (l/s)	Ø cms.	Tramo	Cota		Long. (m)	Gasto (l/s)	Ø cms.
	Sup.	Inf.					Sup.	Inf.			
F1-F2	101,10	101,00	80	2,44	20	G1-G2	101,20	101,10	80	1,22	20
G2-F2	101,10	101,00	100	3,74	20	G2-F2	101,10	101,00	100	4,96	20
F2-F3	101,00	100,50	150	14,13	20	F1-F2	101,10	101,00	80	2,44	20
G3-F3	100,70	100,50	100	3,82	20	F2-E2	101,00	100,20	120	12,60	20
F3-F4	100,50	99,50	100	21,77	20	G2-G3	101,10	100,70	150	38,2	20
G4-F4	99,70	99,50	100	3,13	20	G3-F3	100,70	100,50	100	7,64	20
F4-B4	99,50	98,10	240	34,22	25	F2-F3	101,00	100,50	150	7,95	20
G1-G2	101,20	101,10	80	1,22	20	F3-E3	100,50	99,30	100	22,01	20
G2-G3	101,10	100,70	150	5,04	20	G3-G4	100,70	99,70	100	1,91	20
G3-G4	100,70	99,70	100	6,95	20	G4-F4	99,70	99,50	100	5,04	20
G4-G5	99,70	99,10	40	7,26	20	F3-F4	100,50	99,50	100	3,82	20
G5-F5	99,10	99,00	100	10,39	25	F4-B4	99,50	98,10	240	18,18	20
F4-F5	99,50	99,00	40	0,63	20	G4-G5	99,70	99,50	40	0,31	20
F5-B5	99,00	97,70	240	21,64	25	G5-F5	99,50	99,00	100	3,44	20
G5-G6	99,10	99,00	100	1,91	20	F4-F5	99,50	99,00	40	0,63	20
G6-F6	99,00	98,20	100	3,82	20	F5-B5	99,00	97,70	240	14,69	20
F5-F6	99,00	98,20	100	3,82	20	G5-G6	99,10	99,00	100	1,91	20
F6-B6	98,20	96,40	240	14,90	20	G6-F6	99,00	98,20	100	3,82	20
G1-F1	101,20	101,10	100	4,89	20	F5-F6	99,00	98,20	100	3,82	20
F1-E1	101,10	100,60	120	11,00	20	F6-B6	98,20	96,40	240	14,90	20
E1-E2	100,60	100,20	80	13,44	20	G1-F1	101,20	101,10	100	4,89	20
E2-E3	100,20	99,30	150	23,68	25	F1-E1	101,10	100,60	120	11,00	20
F3-E3	100,50	99,30	100	6,43	20	E1-E2	100,60	100,20	80	13,44	20
E3-B4	99,30	98,10	120	35,14	25	F2-E3	100,20	99,30	150	31,08	25
B4-B5	98,10	97,70	40	69,99	30	E3-B4	99,30	98,10	120	58,13	30
B5-B6	97,70	96,40	100	95,45	30	B4-B5	98,10	97,70	40	76,94	30
						B5-B6	97,70	96,40	100	95,45	30

Del análisis comparativo de las 2 soluciones se puede recoger la información reseñada en el Cuadro V-25, lo cual evidencia un menor costo para la solución B, en virtud de la menor longitud de los diámetros mayores.

CUADRO V-25

Diámetro	Longitud requerida	
	Solución (A)	Solución (B)
20 cms.	2.100 mts.	2.680 mts.
25 cms.	850 mts.	150 mts.
30 cms.	140 mts.	260 mts.
Total:	3.090 mts.	3.090 mts.

Costo de tuberías de la solución A: B^s 55.513⁰⁰.
Costo de tuberías de la solución B: B^s 52.767⁰⁰.

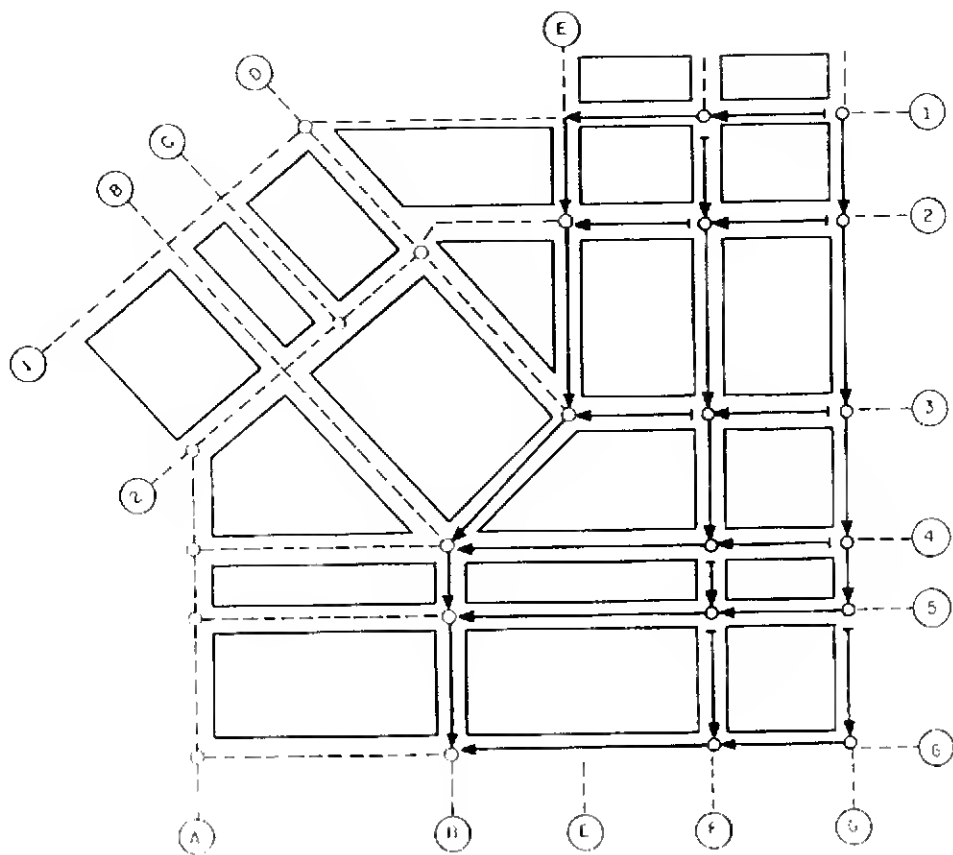


Fig. V-14.—Alternativa de trazado de colectores (variante I).

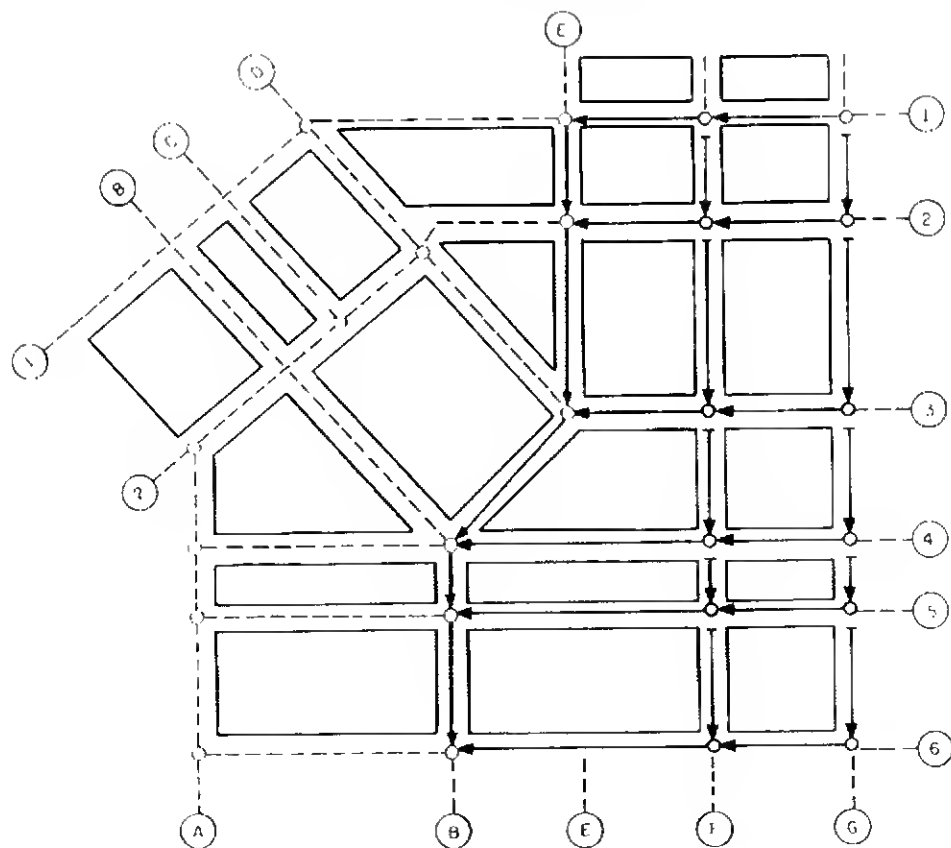


Fig. V-15.—Variante (II) de trazado de colectores en el sector.

CAPITULO VI

Cargas sobre colectores

Ubicación y profundidad de los colectores.

Normas sanitarias. Aplicación.

Intersección de colectores.

Transiciones. Escalones. Abacos.

Teoría de Marston.

Carácter, dirección y magnitud de las cargas.

Tipos de apoyo.

Abacoa para el cálculo.

Una vez definidas las características hidráulicas de los colectores cloacales, es decir, diámetro, velocidad, pendiente, etc., la profundidad a la cual se colocarán va a estar determinada por dos aspectos: en primer lugar debe existir una separación mínima con respecto a los conductos de agua potable y en segundo lugar condiciones obligantes del sistema

cloacal, tales como puntos de descarga o intersección con otros colectores.

Los colectores cloacales se proyectarán siguiendo en lo posible el eje de las calles; salvo en aquellos casos en que las edificaciones a servir requieran de un trazado particular.



Fig. VI-1.—Demarcación según el eje de la calle para instalar colectores cloacales. Marisapa, Edo. Miranda, Venezuela.

En lo posible, debe mantenerse una separación máxima en proyección horizontal entre las tuberías de cloacas y las tuberías de la red de acueducto, recomendándose una separación mínima horizontal de 2 m y de 0,20 m de luz libre vertical.

Las tuberías de cloacas deben ubicarse por debajo de las tuberías de acueducto, dejando como mínimo una luz libre vertical entre el fondo de la tubería de acueducto y el lomo de la tubería de cloacas no menor de 20 cm, incluyendo el ramal de empotramiento (Fig. VI-2).

Esta condición nos fija la profundidad mínima a que debe enterrarse el colector de aguas servidas. Tomando como referencia las profundidades mínimas a que debe colocarse la tubería del acueducto podríamos determinar la profundidad mínima de los colectores cloacales. Esta profundidad es un poco mayor en donde el acueducto disponga de llaves de paso.

Es conveniente dejar preestablecido cuáles son las profundidades de las tuberías de acueductos y cuál debe ser la separación entre éstas y los colectores cloacales. A tales efectos las Normas del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social⁵ establecen: «Art. 52: Cuando se instalen tuberías para la conducción de agua potable, paralelamente a colectores cloacales de aguas servidas, de empotramiento, y/o de aguas de lluvia, se dejará una de otra, la mayor distancia libre horizontal posible. La distancia libre mínima horizontal exterior entre las tuberías para la conducción de agua potable y los colectores cloacales será de dos (2,00) metros, y la cresta de la cloaca

quedará a una distancia vertical exterior no menor de 0,20 m por debajo de la parte inferior de la tubería de agua potable».

Luego, en el artículo 56 de las mismas normas se establece: Las profundidades mínimas a que deben instalarse las tuberías y llaves de paso, medidas desde la rasante definitiva del pavimento de la calle, al eje de la tubería, serán las siguientes:

Ø	75 mm (3")	65 cm
Ø	100 mm (4")	70 cm
Ø	150 mm (6")	80 cm
Ø	200 mm (8")	90 cm
Ø	250 mm (10")	105 cm
Ø	300 mm (12")	120 cm

Por su parte, las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹, establecen la profundidad mínima de los colectores cloacales, en el artículo 3.19: «El lomo de los colectores estará a una profundidad mínima de 1,15 m, determinada por la ubicación de la tubería de acueducto de la localidad. En casos muy especiales, debidamente justificados, podrá admitirse una profundidad menor a la indicada, debiéndose tomar las precauciones necesarias, a fin de asegurar la integridad de los colectores» (Fig. VI-3).

Tomando en consideración las normas sanitarias y las dimensiones de las tuberías de acueductos, se presentan los cuadros VI-1 y VI-2, tomados del texto «Abastecimiento de agua y alcantarillado», por G. Rivas Mijares², que permiten fijar las profundidades mínimas para cada caso.

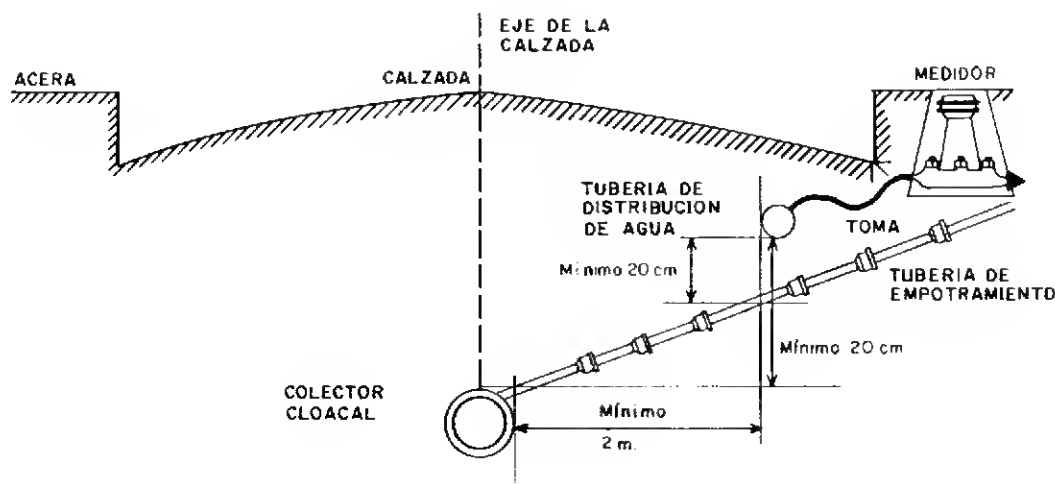


Fig. VI-2.—Separación mínima vertical y horizontal entre tuberías de acueductos y cloacas (Normas M.S.A.S.).

TABLA VI-1

PROFUNDIDAD DE LA CLOACA FIJADA POR LA TUBERÍA DE ACUEDUCTO, EN cm

Pig.	mm	Prof. Accto. cm		Diámetro de la cloaca, en cm																
		Sitio sin llave	Sitio con llave	20	25	30	35	40	45	50	53	61	68	76	83	91	99	106	114	121
3	80	70	70	128	133	139	144	150	151	161	165	174	181	190	198	206	215	222	231	139
4	100	72	77	130	135	141	146	152	157	163	167	176	183	192	200	208	217	224	233	241
5	125	74	84	132	137	143	148	154	159	163	169	178	185	194	202	210	219	226	235	243
6	150	77	89	135	140	146	151	157	162	168	172	181	188	197	205	213	222	229	238	246
8	200	82	100	140	145	151	156	162	167	173	177	186	193	202	209	218	227	234	243	251
10	250	87	113	145	150	156	161	167	172	178	182	191	198	207	214	223	232	239	248	256
12	300	93	128	151	156	162	167	173	178	184	188	197	204	213	220	229	238	245	254	261
14	350	113	138	171	176	182	187	193	198	204	208	217	224	233	240	249	258	265	274	281
16	400	118	151	176	181	187	192	198	203	209	213	222	229	238	246	254	263	270	279	286
18	450	123	153	181	186	192	197	203	208	214	218	227	234	243	251	259	268	275	284	291
20	500	129	156	187	192	198	203	209	214	220	224	233	240	249	257	265	274	281	290	297
22	550	133	158	191	196	202	207	213	218	224	228	237	244	253	261	269	278	285	294	301

NOTA: Profundidad mínima relleno sobre el lomo (censo general) debe ser de 60 cm hasta Ø 12" y de 75 cm, entre 14" y 22".

CUADRO VI-2

PROFUNDIDAD DE LA CLOACA FIJADA POR LA TUBERÍA DE ACUEDUCTO, EN cm

Pig.	mm	Prof. Accto. cm		Diámetro de la cloaca, en cm																
		Sitio sin llave	Sitio con llave	20	25	30	35	40	45	50	53	61	68	76	83	91	99	106	114	121
3	80	70	70	128	133	139	144	150	151	161	165	174	181	190	198	206	215	222	231	139
4	100	72	77	130	135	141	146	152	157	163	167	176	183	192	200	208	217	224	233	241
5	125	74	84	132	137	143	148	154	159	163	169	178	185	194	202	210	219	226	235	243
6	150	77	89	135	140	146	151	157	162	168	172	181	188	197	205	213	222	229	238	246
8	200	82	100	140	145	151	156	162	167	173	177	186	193	202	209	218	227	234	243	251
10	250	87	113	145	150	156	161	167	172	178	182	191	198	207	214	223	232	239	248	256
12	300	93	128	151	156	162	167	173	178	184	188	197	204	213	220	229	238	245	254	261
14	350	113	138	171	176	182	187	193	198	204	208	217	224	233	240	249	258	265	274	281
16	400	118	151	176	181	187	192	198	203	209	213	222	229	238	246	254	263	270	279	286
18	450	123	153	181	186	192	197	203	208	214	218	227	234	243	251	259	268	275	284	291
20	500	129	156	187	192	198	203	209	214	220	224	233	240	249	257	265	274	281	290	297
22	550	133	158	191	196	202	207	213	218	224	228	237	244	253	261	269	278	285	294	301

NOTA: Profundidad mínima relleno sobre el lomo (censo general) debe ser de 60 cm hasta Ø 12" y de 75 cm, entre 14" y 22".

Ejemplo

Determinar la profundidad mínima a que debe colocarse el colector de aguas negras en el tramo B2-B3, (Fig. VI-4), cuyo diámetro es de 53 cm (21"), si paralelamente a éste pasa una tubería de acueducto de Ø 150 mm, la cual tiene de llave en la esquina B2. Utilizando el cuadro VI-2, para profundidades de cloacas fijada por la llave de acueducto.

Para llave Ø 150 mm (6") y tubería de cloacas Ø 53 cm se obtiene $H_{\text{mínima}} = 184$ cm.

Siendo 75,0 m, la cota de terreno en la esquina B2, la cota mínima para la rasante de cloacas será $75,0 - 1,84 = 73,16$ m.

Intersección con otros colectores

Otros aspecto que limita la profundidad del colector, está determinado por condiciones particulares de cada proyecto, y debe ser cuidadosamente verificado antes de dejar totalmente definido el perfil correspondiente.

Es por tanto conveniente hacer las determinaciones de la elevación del colector en las progresivas donde exista la posibilidad de intersecciones o donde puntos obligados de descarga modifiquen la pendiente originalmente seleccionada por condiciones hidráulicas.

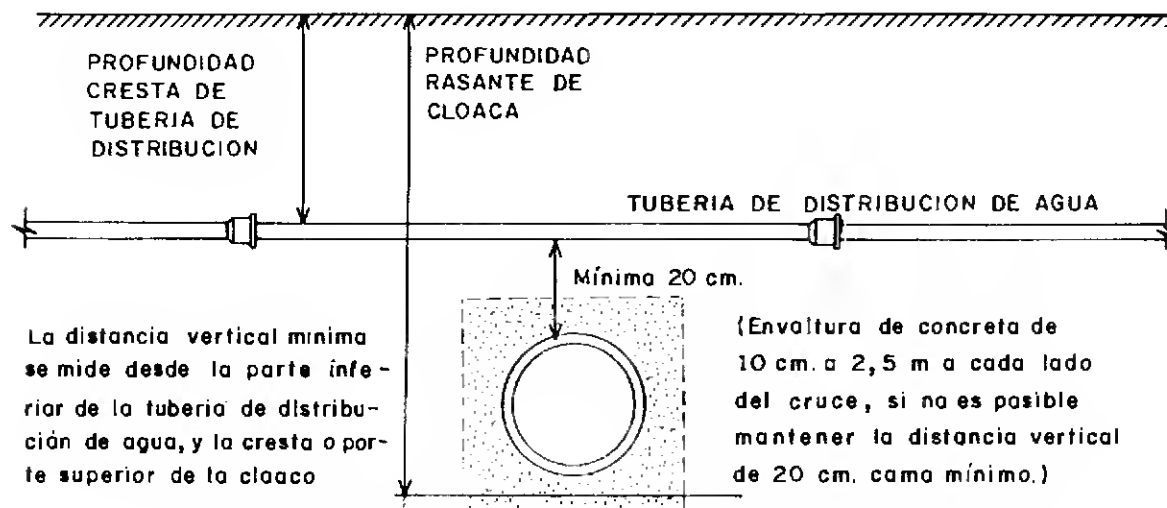


Fig. VI-3.—Recubrimiento de concreto al colector cloacal, cuando se dificulta la separación vertical (Normas M.S.A.S.).

Transiciones-Escalones

Tal como se mencionó en el capítulo IV, al tratar las características de flujo, para efectos de diseño consideramos el régimen hidráulico como uniforme y permanente; pero las condiciones reales en un tramo cualquiera no satisfacen estrictamente esta condición, ya que el caudal no es constante y es además variable en velocidad y en altura de agua.

Si a esta circunstancia agregamos los cambios de pendiente o de diámetro que suelen producirse entre tramos contiguos, podemos advertir las posibles consecuencias que sobre el régimen hidráulico se produzcan y que podrían indudablemente repercutir en el sistema, creando problemas de regresamiento de aguas o sobrepresiones en las tuberías (Fig. VI-6).

Para evitar tal circunstancia, se proyectan las transiciones verticales entre dos colectores contiguos, con lo cual la diferencia de rasantes entre el colector de llegada y el colector de salida permite que la lámina de agua trate de mantener la permanencia del régimen.

Para la determinación de la transición, se considera a los colectores, como si estuvieran unidos en el centro de la boca de visita (Fig. VI-7).

En estas condiciones, podemos considerar las características hidráulicas del colector que llega a la boca de visita y las del colector de salida, lo cual nos permitirá determinar las diferencias de elevación de las rasantes de cada uno respecto al eje de la misma.

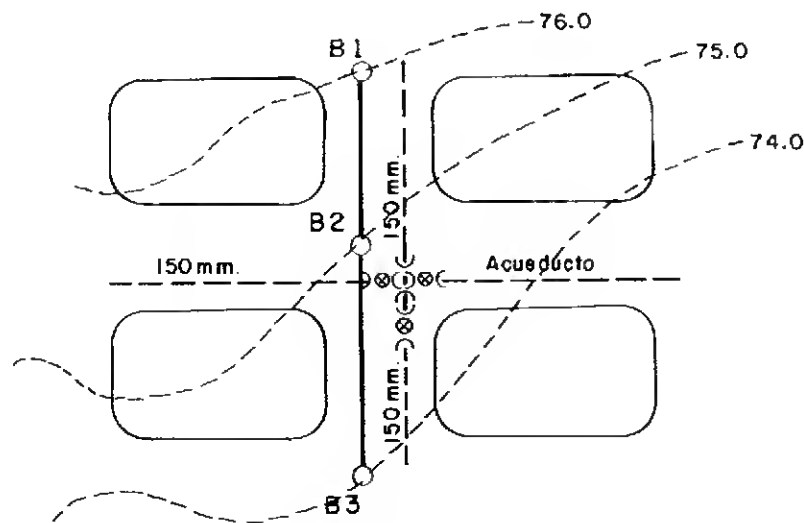


Fig. VI-4.—Esquema de un sector (Planta: Acueducto y colector cloacal).

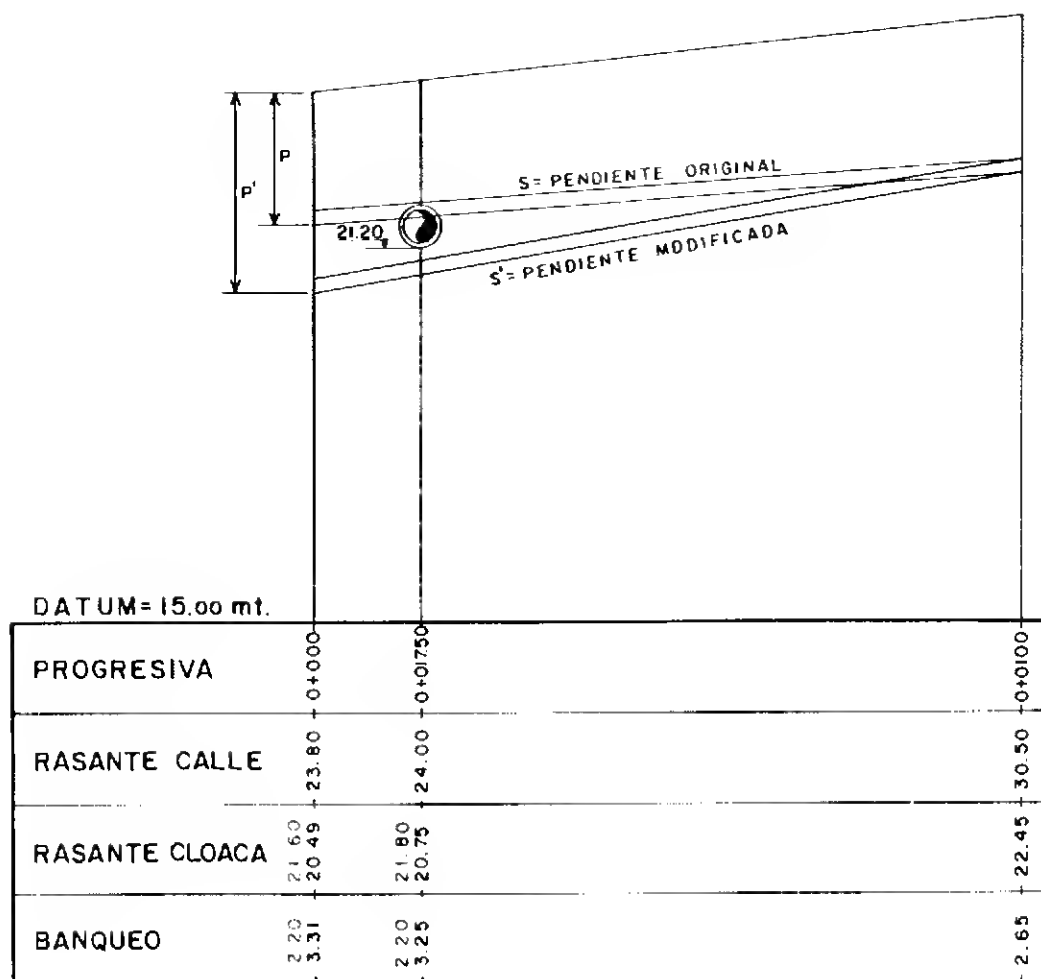


Fig. VI-5.—Perfil modificado de colector a fin de evitar intersección.

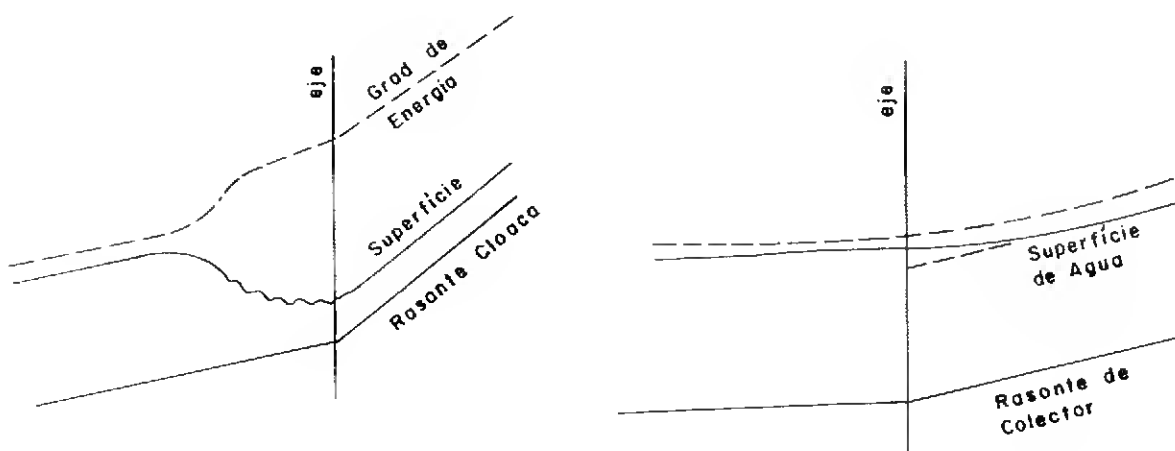


Fig. VI-6.—Efectos en la lámina de agua por variación del régimen.

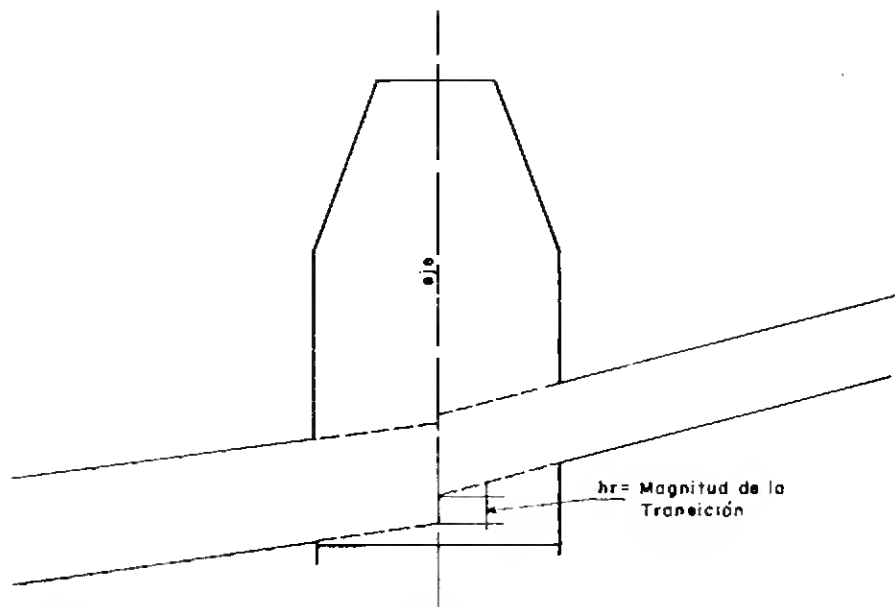


Fig. VI-7.—Descenso en las rasantes del colector de llegada y salida a fin de mantener el régimen.

Designando como h_r a la diferencia de elevación de las rasantes, h_e a la diferencia de elevación de los gradientes de energía y h_s a la diferencia de los niveles de las superficies de agua, considerados todos en el eje de la boca de visita (Fig. VI-8).

La pérdida de energía (h_e) generalmente es pequeña, y ella ha sido estimada, de acuerdo a estudios realizados por J. Hind²³ y T. R. Camp²⁴, mediante la expresión

$$h_e = K \Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

siendo $\Delta \frac{V^2}{2g}$

el cambio de velocidad en la transición y k un factor que depende de la variación del régimen; $k=0,1$ para regímenes acelerados y $k=0,2$ para régimen retardado.

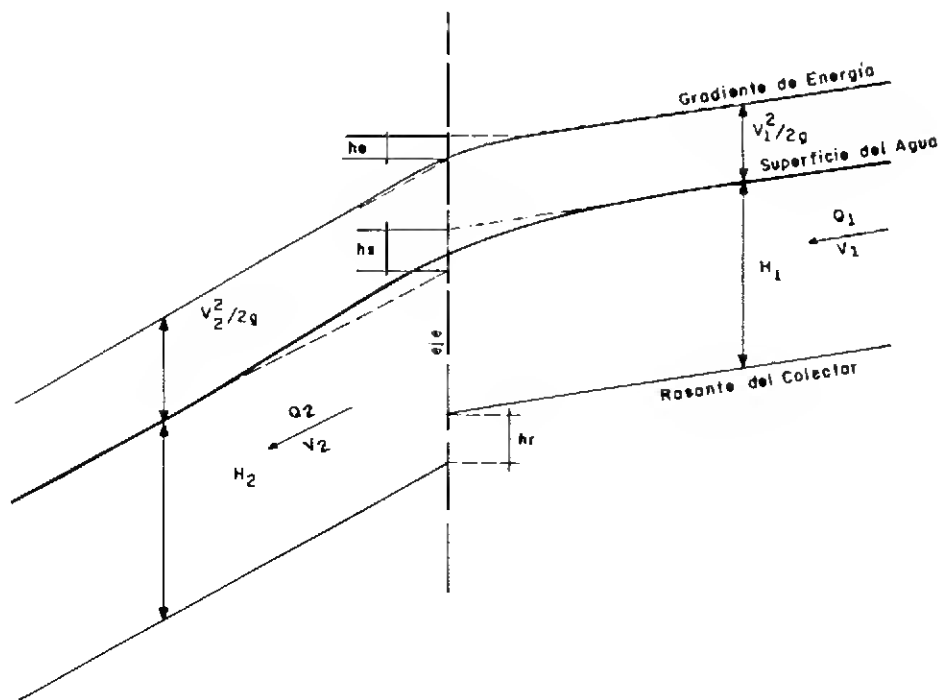


Fig. VI-8.—Condiciones teóricas del régimen al eje de la boca de visita.

De la figura VI-8 podemos deducir el valor de h_r , así:

$$H_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_r = H_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

$$h_r = \left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_e$$

$$h_r = (H_2 - H_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + k \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

luego para régimen acelerado $k=0,1$

$$h_r = (H_2 - H_1) + 1,1 \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

y para régimen retardado $k=0,2$

$$h_r = (H_2 - H_1) + 1,2 \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

Los valores así determinados para h_r , representan la diferencia de elevación en el centro de la boca de visita, entre el colector que llega a ella y el colector que arranca de allí, cuando el alineamiento entre ellos es recto.

De producirse un cambio de dirección, habrá que considerar las pérdidas de carga adicionales provocadas por la curvatura, la cual puede determinarse aproximadamente por la expresión:

$$h_c = k_c \frac{V_m^2}{2g}$$

siendo k_c un coeficiente dependiente del ángulo de curvatura, y V_m la mayor de las velocidades en la transición.

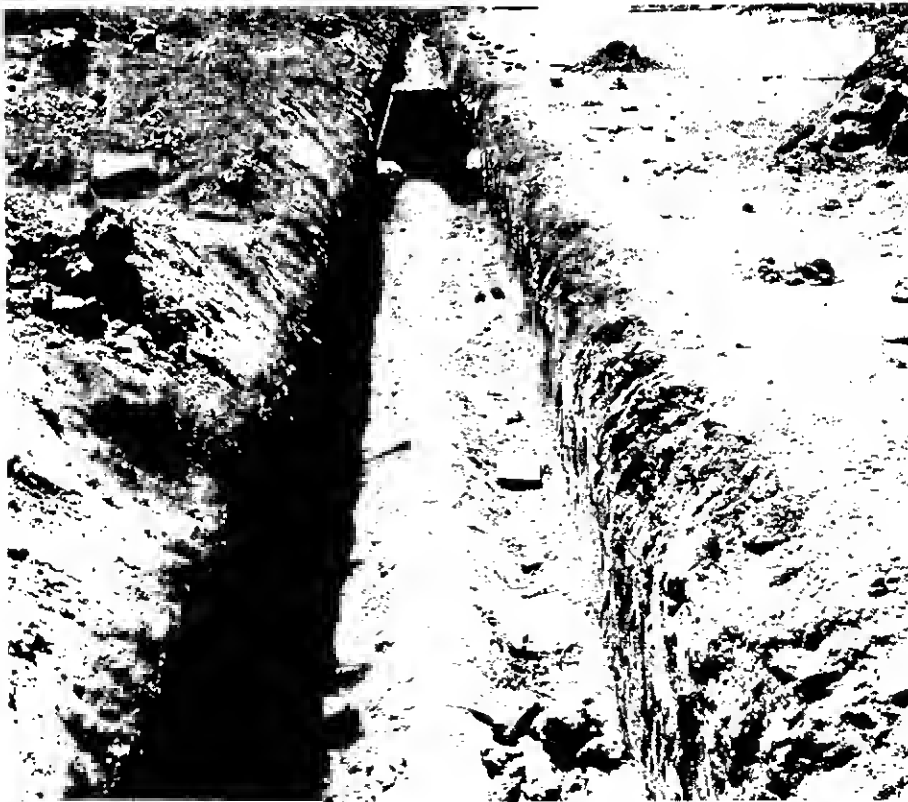
La curva de la figura VI-11 permite determinar con aproximación los valores de la pérdida de carga por curvatura en la boca de visita.



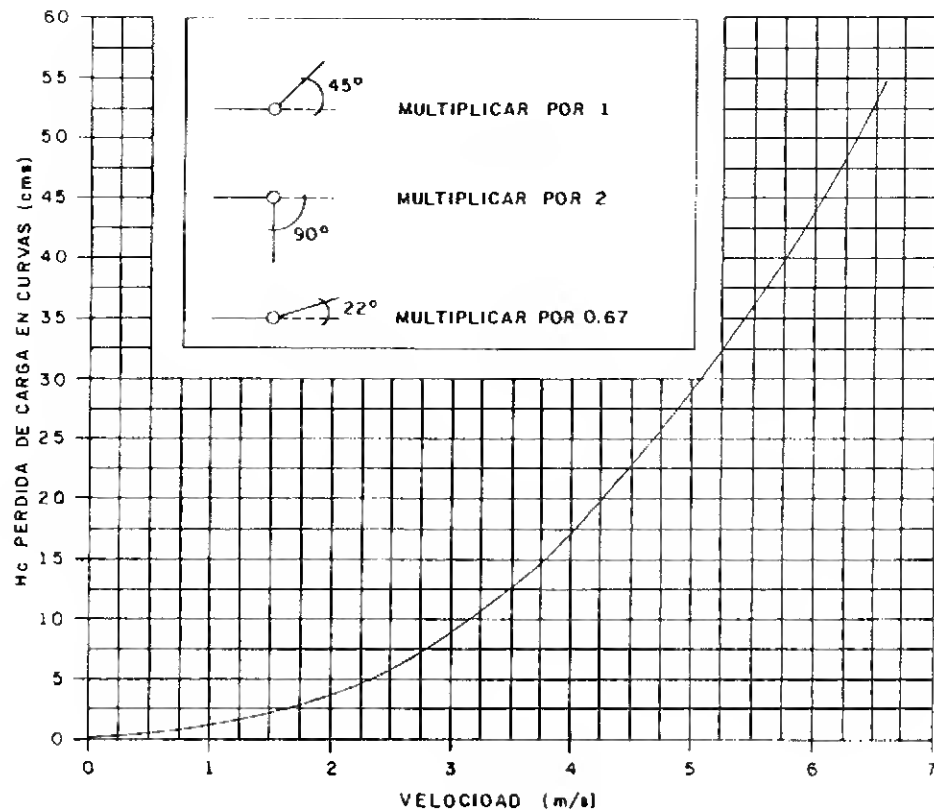
Fig. VI-9.—a) Fondo de B de V colectores en flujo cruzado. Humocaro Alto. Edo. Lara, Venezuela.



*Fig. VI-9.—h) Base para boca de visita. Canal de fondo (Flujo recto).
Humocaro Alto, Edo. Lara, Venezuela.*



*Fig. VI-10.—Boca de visita y colector en alineamiento. Calabozo,
Edo. Guárico, Venezuela.*



PERDIDAS DE CARGA POR CAMBIOS DE DIRECCION EN LAS BOCAS DE VISITAS
(V_1 ó V_2 , TOMESE LA MAYOR)

Fig. VI-11.—Pérdidas de carga por cambio de dirección.

Cuando exista cambio de dirección, la diferencia de elevación en la transición vendrá dada por la expresión:

$$h_r = (H_2 - H_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + K \left(\frac{V^2}{2g} \right) + K_c \frac{V_m^2}{2g}$$

El valor teórico calculado para la transición podrá ser positivo o negativo, lo cual se interpretaría bajo el punto de vista hidráulico como un descenso o un ascenso de las rasantes, respectivamente; pero resulta obvio que en los sistemas de conducción de aguas servidas no es admisible un escalón ascendente que provocaría una obstrucción y acumulación de sedimentos. En tales casos, el sentido común aconseja hacer $h_r = 0$ ó h_r igual a la diferencia de diámetros, lo cual es equivalente a enrasar los colectores por los lomos o parte superior de la tubería.

Ejemplo

En un tramo de colector AB de 750 mm (30") de diámetro que tiene pendiente de 3,5 por 100 y circula un gasto de 500 lt/sg. A partir de B el caudal se aumenta a 800 lt/sg, manteniéndose el mismo diá-

metro pero cambiando la pendiente al 7 por 1.000 para el tramo BC.

Determinar el escalón en la boca de visita B, a fin de evitar los efectos que por el cambio en el régimen hidráulico pudieran provocarse. Considere que la dirección del flujo es recto (Fig. VI-12).

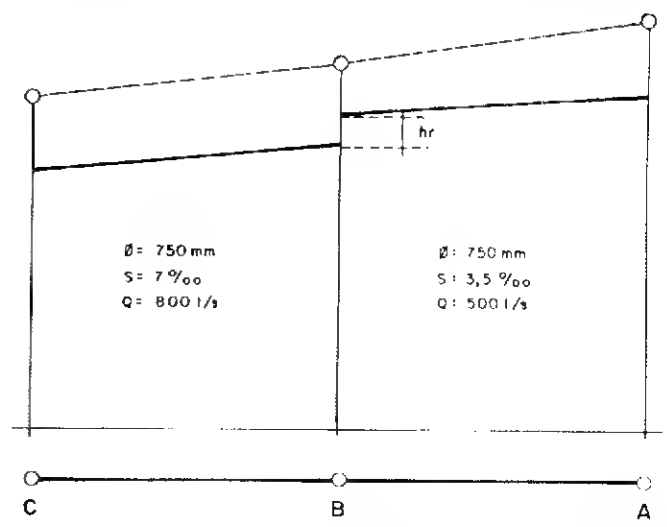


Fig. VI-12.—Tramos de colector AB-BC con flujo recto (sin cambio de dirección).

Tramo AB

$$\varnothing = 760 \text{ mm (30")}$$

$$Q = 500 \text{ lt/sg}$$

$$S = 3,5 \text{‰}$$

Determinamos la capacidad del colector, mediante el ábaco de la figura V-1, $C=680 \text{ lt/sg}$ y $V_c=1,50 \text{ m/sg}$.

Mediante la relación $\frac{Q_R}{Q_c}$ determinamos el tirante de agua H y la velocidad real para el gasto que fluye: $\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{500}{680} = 0,72$, obtenido en la figura IV-8, la relación de elementos hidráulicos siguientes:

$$\frac{H}{D} = 0,63 \text{ y } \frac{V_R}{V_c} = 1,09$$

$$H = 0,63 \times 76 = 47,9 \text{ cm}$$

$$V_R = 1,09 \times 1,50 = 1,63 \text{ m/sg}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(1,63)^2}{2 \times 9,81} = 0,14 \text{ m}$$

Similarmente determinamos la capacidad y la velocidad del colector a sección plena: $C=970 \text{ lt/sg}$, $V_c=2,13 \text{ m/sg}$. La relación de gastos $\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{850}{970} = 0,88$

nos permite determinar gráficamente la relación

$$\frac{H}{D} = 0,72 \text{ y relación de velocidades } \frac{V_R}{V_c} = 1,13.$$

$$H = 0,72 \times 76 = 54,7 \text{ cm}$$

$$V_R = 1,13 \times 2,13 = 2,41 \text{ m/sg}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(2,41)^2}{2 \times 9,81} = 0,30 \text{ m}$$

Siendo $V_{BC} > V_{AB}$ ($2,41 > 1,63$), el régimen en la transición es acelerado y la pérdida de energía h_e puede calcularse asumiendo $K=0,1$.

$$h_e = K \Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right) = 0,1 (0,30 - 0,14) = 0,1 \times 0,16 = 0,02$$

luego

$$h_f = (0,547 - 0,479) + (0,30 - 0,14) + 0,02 = 0,248 \text{ m} \approx 0,25 \text{ m}$$

luego la rasante de salida en B, del colector BC deberá estar a una elevación 25 centímetros más bajo que el colector de llegada a B, a fin de mantener la superficie del agua sin alteración (Fig. VI-13).

Tramo BC

$$\varnothing = 760 \text{ mm (30")}$$

$$Q = 850 \text{ lt/sg}$$

$$S = 7 \text{‰}$$

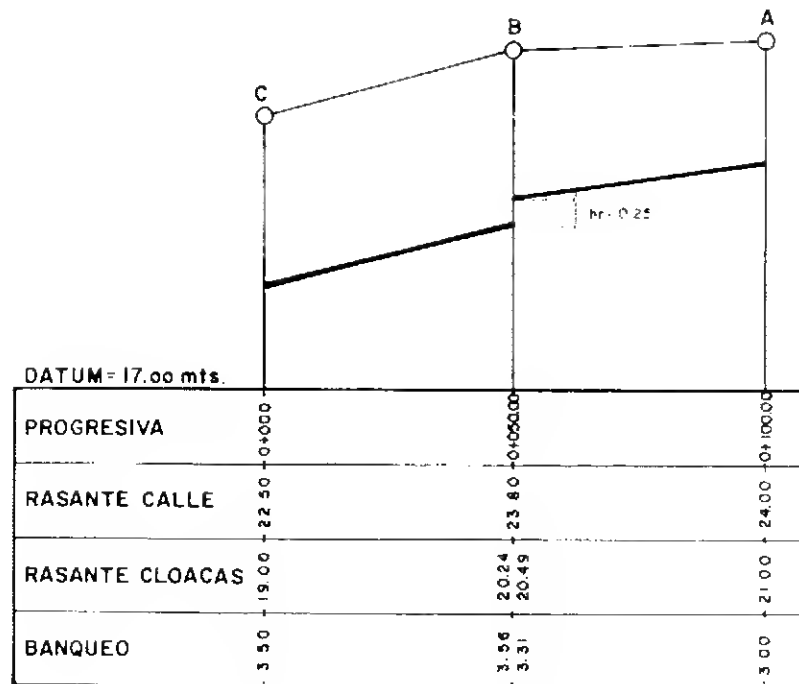


Fig. VI-13.—Perfil del colector AB-BC.

Ejemplo

Si en el mismo colector del ejemplo anterior consideramos que el alineamiento entre ellos fuera con cambios de dirección de 90°, habría que incrementar el escalón en un valor definido por la expresión $h_c = k_c \frac{V_m^2}{2g}$.

En este caso V_m es la velocidad mayor (2,41 m/s) y h_c obtenido de la curva, de la gráfica VI-11, resulta aproximadamente 6 cm. luego el escalón en tal caso será $h_r = 0,25 + 0,06 = 0,31$ m.

Carga del terraplén sobre los colectores. Teoría de Marston

Quedando establecidas las profundidades, debe seleccionarse una tubería capaz de soportar los esfuerzos exteriores a las cuales estará sometida.

En el diseño de conductos enterrados, las condiciones que fijan las cargas que soportan son principalmente:

1. Carácter, dirección y magnitud de las cargas.
2. Propiedades físicas del material del colector.
3. El tipo de apoyo sobre el que se coloque la tubería.

Carácter, dirección y magnitud de las cargas

Las cargas a las cuales están sometidos los colectores enterrados, son principalmente de dos tipos:

- a) La fuerza de gravedad del terraplén.
- b) Las cargas móviles ocasionadas por el tráfico de vehículos sobre las vías.

Investigaciones realizadas por Anson Marston²⁶ concluyeron en lo que se conoce como «Marston's Theory of Loads on Underground Conduits», estableciendo que la carga vertical en un tubo cerrado es igual al peso del prisma de tierra directamente encima del tubo, más o menos los esfuerzos cortantes de fricción, transferidos a ese prisma por los prismas de tierra adyacentes; siendo la magnitud de la dirección de estas fuerzas friccionales una función del asentamiento relativo entre los prismas de tierra interior y adyacentes.

Marston, mediante la aplicación de principios racionales de mecánica de suelos, concluyó que las cargas que descansan sobre los colectores enterrados están influenciados por:

- a) El asentamiento del suelo colocado sobre el conducto.

- b) El asentamiento del suelo colocado a los lados.
- c) El ancho de la zanja.
- d) La relación entre la altura del relleno y el ancho de la zanja.
- e) La clase de material del lecho.
- f) El grado de apisonamiento del terraplén.
- g) La flexibilidad del conducto.

La forma general de la expresión de Marston, está dada por la ecuación

$$W = C \omega B^2$$

Donde:

W = Carga vertical por unidad de longitud actuando sobre el colector debido al peso de la tierra (kg/m).

ω = Peso unitario del material de relleno (kg/m³).

B = Ancho de zanja.

C = Coeficiente adimensional que relaciona el efecto de:

1. Relación entre altura del terraplén sobre el lomo del tubo y ancho de zanja (H/B).
2. Fuerzas cortantes entre los prismas de tierra interior y adyacentes.
3. Dirección y cantidad del asentamiento relativo.

El análisis hecho por Marston, para su expresión general, fue realizado con cargas de diferentes materiales y con alturas de terraplén hasta 6,10 m. Dedujo Marston que las cargas exteriores que han de soportar los tubos las reciben casi enteramente los 90° del sector superior, siendo su máxima intensidad en el centro (Fig. VI-14).

Por otra parte, la presión sobre el apoyo se distribuye de una manera uniforme en el sector inferior de 90°, pero variando en función del tipo de apoyo. El ancho de zanja que interviene como factor determinante de los esfuerzos es el correspondiente a aproximadamente igual a la altura desde el fondo hasta el lomo de la tubería, por lo cual debe procurarse mantener, al menos, ese ancho hasta tal profundidad.

La deducción hecha por Marston, al considerar las limitaciones señaladas, parte de lo siguiente: La tubería en la zanja (Fig. VI-15) es menos compresible que el terraplén que la rodea. Este terraplén no recibirá las cargas del relleno sobre la tubería. La tubería debe soportar el peso del relleno menos las fuerzas de fricción del mismo contra las paredes de

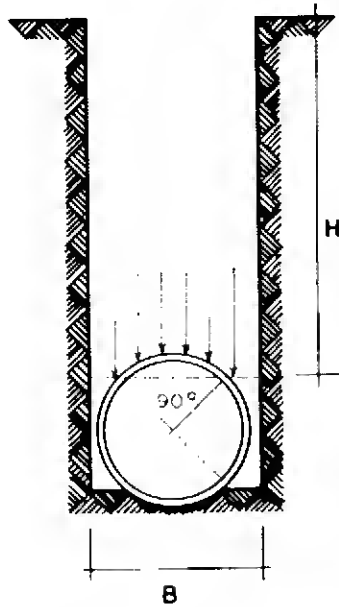


Fig. VI-14.—Cargas sobre conductos de sección circular, enterrado en zanja.

la zanja. La carga sobre la tubería dependerá del ancho de la zanja hasta el lomo de ella y es independiente de su diámetro.

Siendo:

W = Carga sobre la tubería por unidad de longitud.

V = Presión promedio sobre la tubería por área unitaria.

ω = Peso del material de relleno por unidad de volumen.

B = Ancho de la zanja.

H = Profundidad de zanja, rellena con material sobre la tubería.

μ = Coeficiente de fricción interna de material de relleno.

μ' = Coeficiente de fricción del relleno contra las paredes de la zanja.

K = Coeficiente de Rankin $\left(K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{\text{Presión lateral}}{\text{Presión vertical}} \right)$

e = Base de log. naturales.

C = Coeficiente de carga sobre la tubería.

Considerando una longitud unitaria de zanja, la presión por unidad de longitud de zanja es: BV.

Siendo δH una sección unitaria de zanja, la presión hacia abajo será $BV + \omega \times B \delta H$ — soporte por

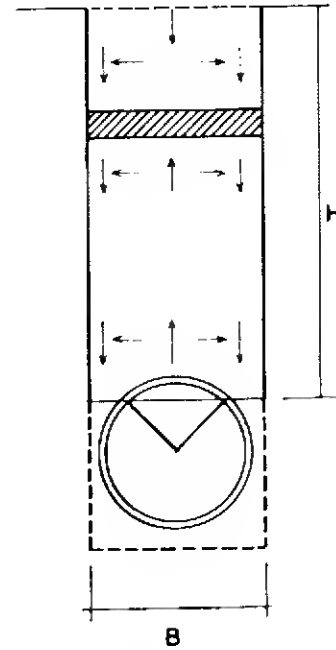


Fig. VI-15.—Distribución de esfuerzos en colocación en zanja.

fricción lateral — presión de la reacción = $BV + B \delta V$.

Luego:

$$BV + B \delta V - BV + \omega B H - 2 K \mu' V H$$

dividiendo por B:

$$V + \delta V = V + \omega \delta H - \frac{2 K \mu' V \delta H}{B}$$

$$\delta V - \delta H \left(\omega - \frac{2 K \mu' V}{B} \right)$$

llamando $b = \frac{2 K \mu' V}{B}$

$$\delta H = \frac{\delta V}{\omega + b}$$

lo cual es un integral de la forma

$$\frac{\delta X}{a + bX} = \frac{1}{b} \log(a + bX) + C$$

luego:

$$H = \left(-\frac{B}{2 K \mu'} \right) \left[\log \left(\omega - \frac{2 K \mu' V}{B} \right) \right] + \text{constante}$$

$$\log \left(\omega - \frac{2 K \mu' V}{B} \right) = -\frac{H \cdot 2 K \mu'}{B} + \text{constante}$$

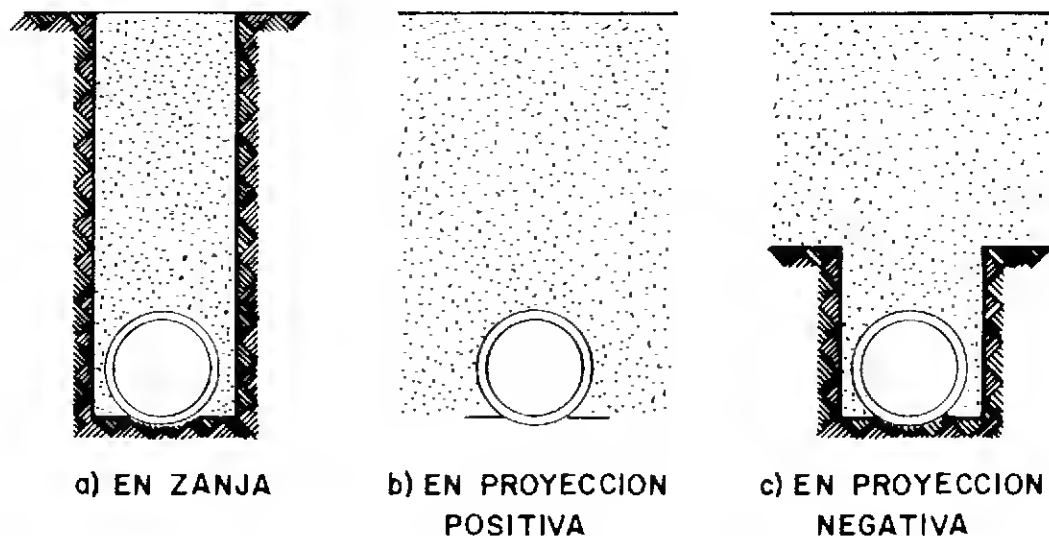


Fig. VI-16.—Condiciones de carga definidas por condiciones de colocación.

determinando la constante para $H=0$, $V=0$; la constante vale

$$\log \left(\omega - \frac{2K \mu' V}{B} \right) = \log \omega - \frac{H 2K \mu'}{B}$$

$$\log \omega - \frac{2K \mu' V}{B} = \log \omega - \frac{H 2K \mu'}{B}$$

$$\log \left(\frac{\omega - \frac{2K \mu' V}{B}}{\omega} \right) = - \frac{H 2K \mu'}{B}$$

$$\frac{\omega - \frac{2K \mu' V}{B}}{\omega} = e^{-\frac{H 2K \mu'}{B}} = e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}$$

$$\frac{\omega - \frac{2K \mu' H}{B}}{\omega} = e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}$$

$$1 - \frac{2K \mu' V}{\omega B} = e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}$$

$$\frac{2K \mu' V}{\omega B} = 1 - e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}$$

$$V = \left[\frac{1 - e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}}{2K \mu'} \right] \omega B$$

$$w = BV$$

$$w = \left(\frac{1 - e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}}{2K \mu' H/B} \right) \omega B^2$$

$$\text{llamando } C = \left(\frac{1 - e^{\frac{1}{2K \mu' H/B}}}{2K \mu'} \right)$$

$$w = C \omega B^2$$

la cual es la expresión general de la teoría de Marston.

Efectos de las cargas por condiciones de colocación. Zanja y terraplén

Por las diferencias que representan, para las condiciones de carga, los colectores se dividen en tres grupos, en función de las condiciones de construcción o de colocación en el terreno: Colocados en zanja y colocados en terraplén:

1. Conductos en zanja.
2. Conductos en terraplén en proyección positiva.
3. Conductos en terraplén en proyección negativa.

Las investigaciones realizadas por Marston condujeron a valores de los coeficientes C , diferentes para cada uno de los tres casos presentados.

Colocación en zanja

Determinada, como ha sido, la importancia del ancho de la zanja en la carga sobre el conducto, conviene establecer los valores establecidos para cada diámetro. En este sentido las Normas presentan

los valores aconsejables para cada diámetro, los cuales se presentan en el cuadro VI-3.

Los anchos de zanja son los máximos admisibles hasta 30 cm por encima de la parte superior del

tubo. Desde este nivel hacia arriba, la zanja puede ser más ancha (Fig. VI-17).

En algunos casos, donde el terreno es inestable o desmoronable, y/o la profundidad de la zanja puede provocar derrumbes de las paredes laterales, resulta conveniente soportarlas mediante un tablestacado o semi-estacado, lo cual altera parcialmente el coeficiente C de la expresión de Marston. Por ello, para el caso de colocación de tuberías en zanja se consideran dos condiciones que denominamos:

- Excavación en zanja sin entibar (Caso I).
- Excavación en zanja con entibado (Caso II)

Colocación en terraplén

La condición de colocación de tuberías en terraplén resulta cuando ésta va colocada en zonas de relleno, y se ha subdividido en dos:

Colocación en terraplén con proyección positiva: cuando el conducto está colocado sobre la superficie original del terreno pero existe relleno (Fig. VI-16 b) sobre el lomo de la tubería.

Colocación en terraplén en proyección negativa: cuando el conducto está colocado en zona de relleno pero debajo de la superficie original del terreno (Fig. VI-16 c).

A efectos de utilizar los ábacos de las Normas MOP, «Abacos para tubos enterrados»²⁷, las condiciones de carga para el caso de terraplén en proyección negativa, se denomina Caso III y la proyección positiva Caso IV.

CUADRO VI-3

ANCHO MÁXIMO DE LAS ZANJAS			
Diámetro nominal		Ancho de la zanja sin entibado (cm)	Ancho de la zanja con entibado (cm)
mm	Pulg		
100	4	60	100
150	6	60	100
200	8	80	100
250	10	80	100
300	12	80	100
350	—	100	120
380	15	100	120
400	—	100	120
450	18	100	120
500	21	110	130
600	24	120	140
700	27	130	150
750	30	140	160
800	33	150	170
900	36	170	190
1.050	42	190	210
1.200	48	210	230
1.350	54	230	250
1.500	60	250	270
1.650	66	260	280
1.800	72	280	300
1.950	78	300	320
2.100	84	320	340
2.250	90	330	350
2.400	96	350	370
2.550	102	360	380
2.700	108	380	400

(*) Tomada del capítulo I de «Instrucciones para Instalaciones Sanitarias de Edificios». M.O.P., 1965.

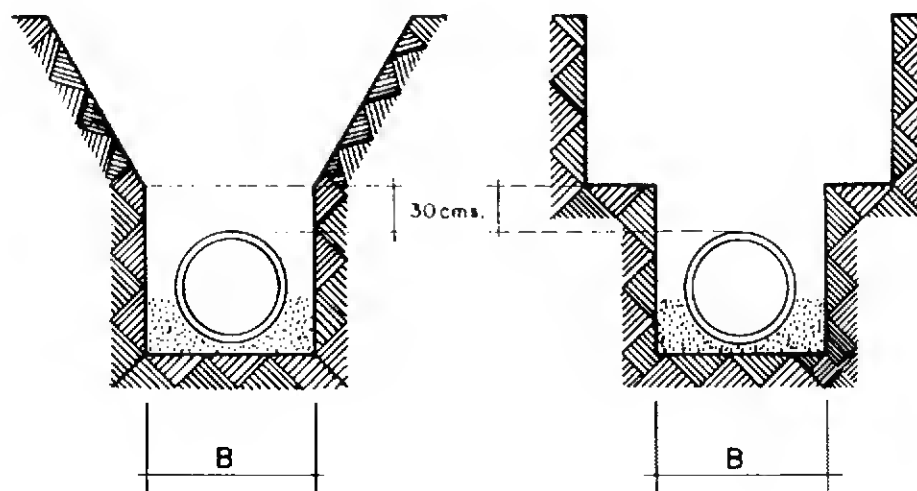


Fig. VI-17.—Colocación de tuberías en zanja.

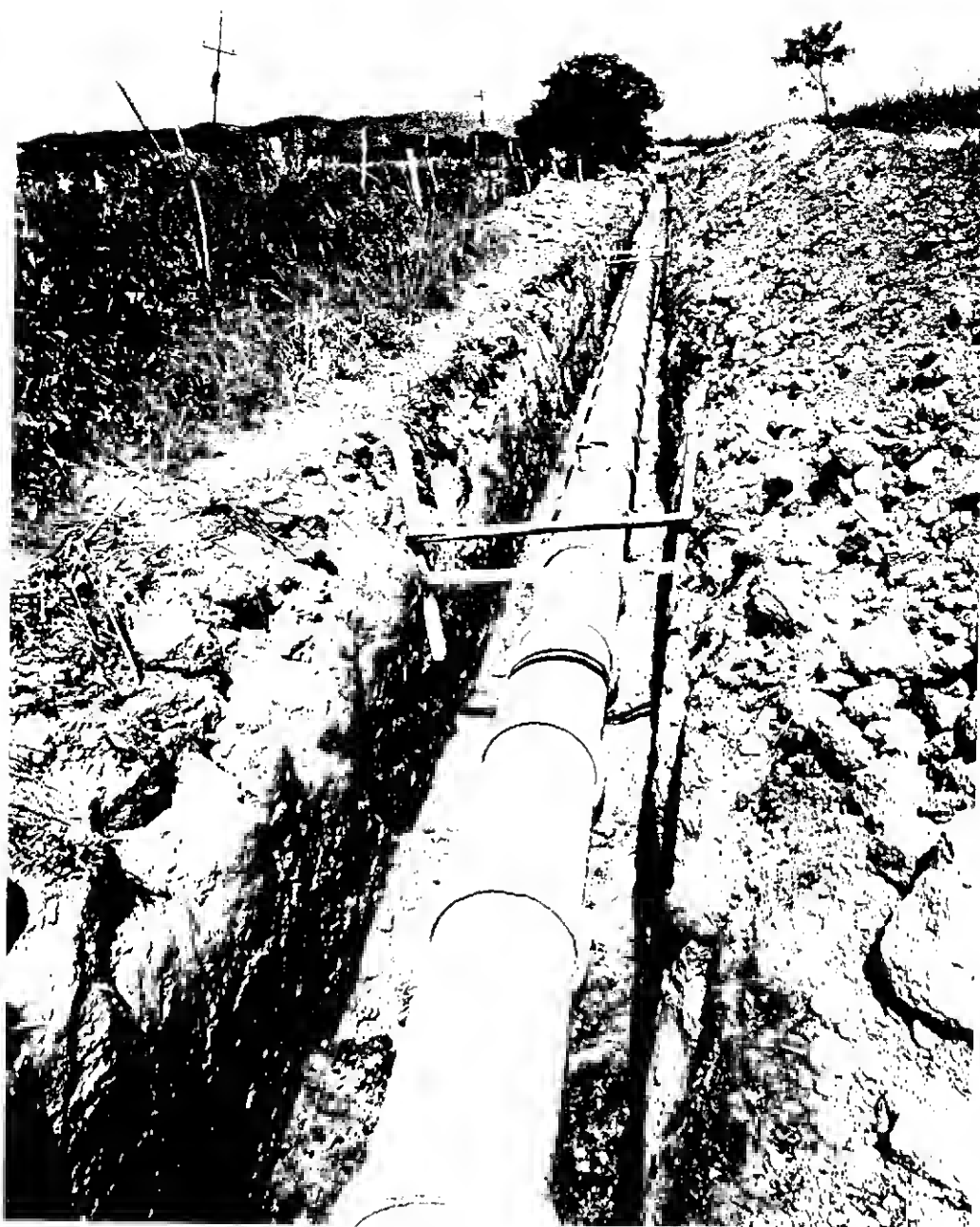


Fig. VI-18.—a) Colector marginal Río Turbio. Barquisimeto, Edo. Lara, Venezuela.

Tipos de apoyo

Toda vez que la magnitud de los esfuerzos de reacción en el apoyo dependen del tipo de apoyo que tenga la tubería, se definen a continuación los tres tipos de apoyo mayormente utilizados en las normas vigentes²⁷ que se denominan: apoyos tipos A, B y C.

Apoyo tipo A. El tubo se apoya en un lecho de concreto, armado o sin armar, de un espesor mini-

mo de $1/4$ de diámetro interior del tubo y con los lados extendidos hacia arriba hasta una altura igual a $1/4$ del diámetro exterior. El lecho tiene un ancho igual al diámetro exterior del tubo más 20 cm. El relleno sobre el lecho hasta 30 cm sobre la cresta del tubo debe compactarse cuidadosamente.

El factor de carga para el apoyo tipo A es de 2,2 para concreto sin armar con relleno ligeramente compactado; 2,8 para el mismo concreto pero con relleno cuidadosamente compactado y 3,4 para concreto armado.

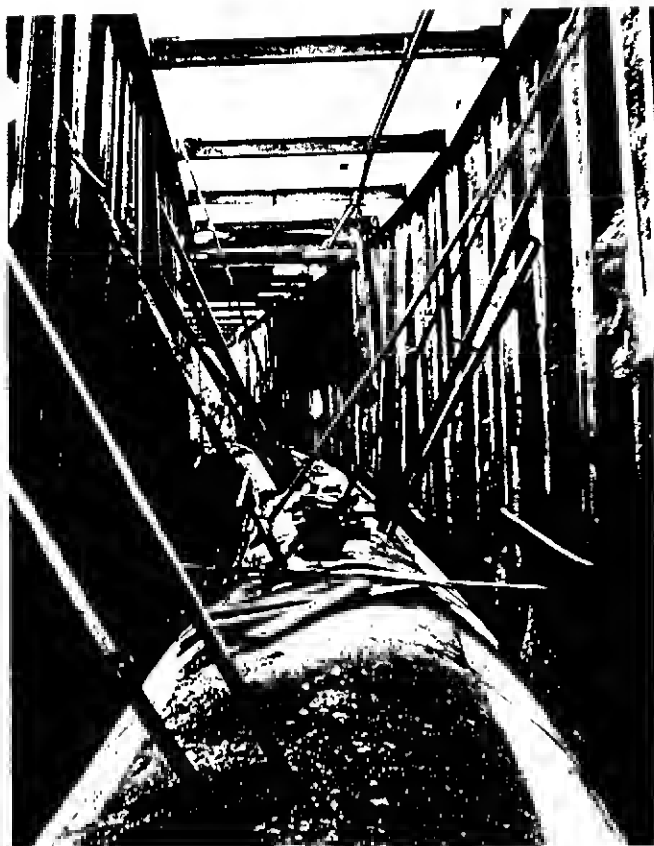


Fig. VI-18.—b) Colector marginal Río Guaire, Caracas, Venezuela.

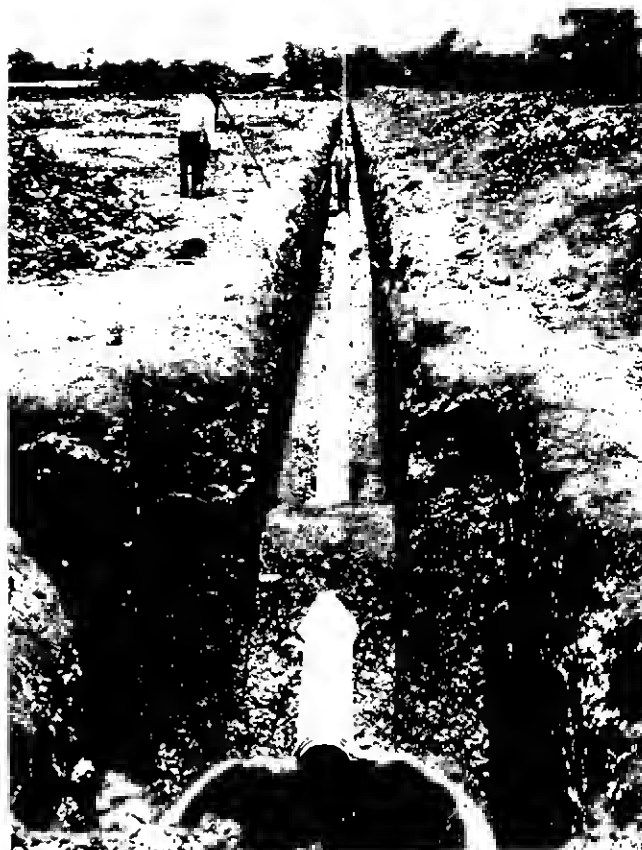


Fig. VI-18.—c) Verificación de pendiente en tramo de colector.

El factor de carga es la relación entre la resistencia a la carga en el terreno y la resistencia en laboratorio en el ensayo de tres filos.

Apoyo tipo B (Apoyo conformado con relleno compactado). El fondo de la zanja se conforma para que presente una superficie cilíndrica de radio 5 cm

mayor, como mínimo, que el diámetro exterior del tubo y un ancho suficiente para permitir que 6/10 del diámetro exterior del tubo se apoyen en el relleno granular fino colocado en la excavación conformada. Se hará un relleno cuidadosamente compactado a los lados del tubo y hasta una altura no menor de 30 cm sobre la cresta del mismo.

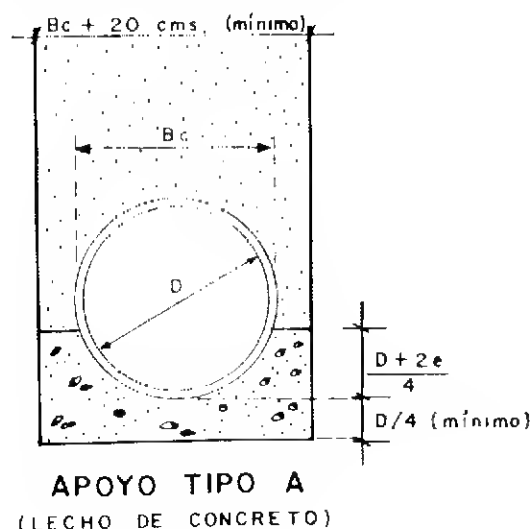


Fig. VI-19.—Apoyo tipo A.

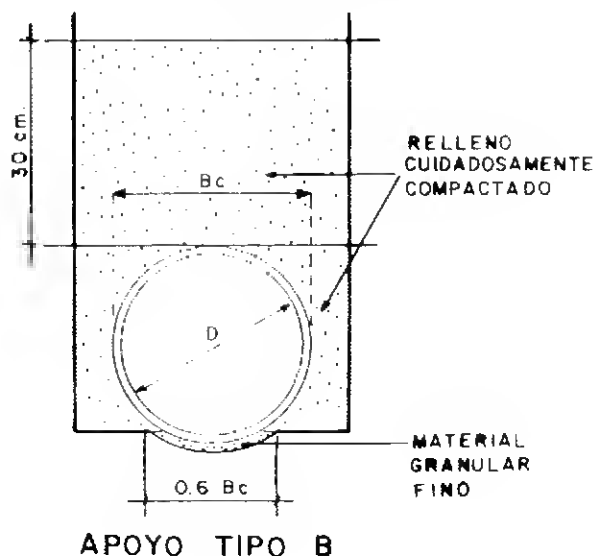
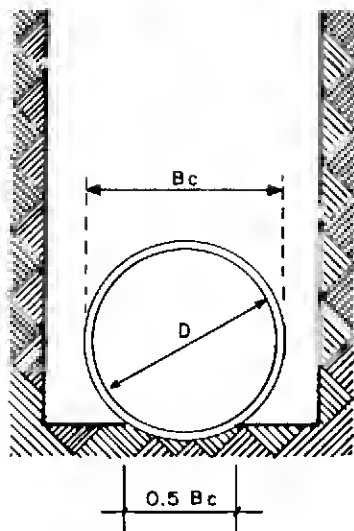


Fig. VI-20.—Apoyo tipo B.



APOYO TIPO C

Fig. VI-21.—Apoyo tipo C.

El relleno granular fino a utilizar será el que pase el cedazo n.º 4. El factor de carga para este apoyo tipo B es 1,9.

Apoyo tipo C (Apoyo común). El tubo se apoya con «cuidado común» en una fundación de tierra formada en el fondo de la zanja por medio de una excavación conformada, la cual ajustará el cuerpo del tubo con razonable precisión, en un ancho mínimo del 50 por 100 del diámetro exterior del tubo. Los laterales y el área sobre el tubo hasta una profundidad de 15 cm, sobre la cresta del mismo se rellena con material ligeramente compactado. El factor de carga para el apoyo tipo C es 1,5.

Aun cuando no se haya normalizado, el MSAS recomienda no cambiar de tipo de apoyo en puntos intermedios de un tramo de colector entre dos bocas de visita, a fin de evitar los esfuerzos cortantes que se pueden generar por diferencias de resistencia y de reacciones en los puntos de cambios (Fig. VI-22) y sugiere que se use un sólo tipo de apoyo en el tramo.

Cargas móviles

Adicionalmente a las cargas por terraplén o cargas muertas, los conductos enterrados están casi siempre sujetos a soportar las cargas móviles originadas por el tráfico de vehículos en la calzada. Estas cargas vivas, generalmente son de dos tipos:

- Cargas concentradas.
- Cargas distribuidas.

Las primeras, se han determinado mediante la fórmula desarrollada por Marston, como:

$$W_c = C_s \frac{P \times F}{L}$$

Cargas distribuidas

Se ha utilizado la expresión

$$W_{sd} = C_s P F B_c$$

en la cual:

W_{sd} = Carga sobre el tubo (kg/m).

P = Intensidad de carga distribuida.

F = Factor de impacto.

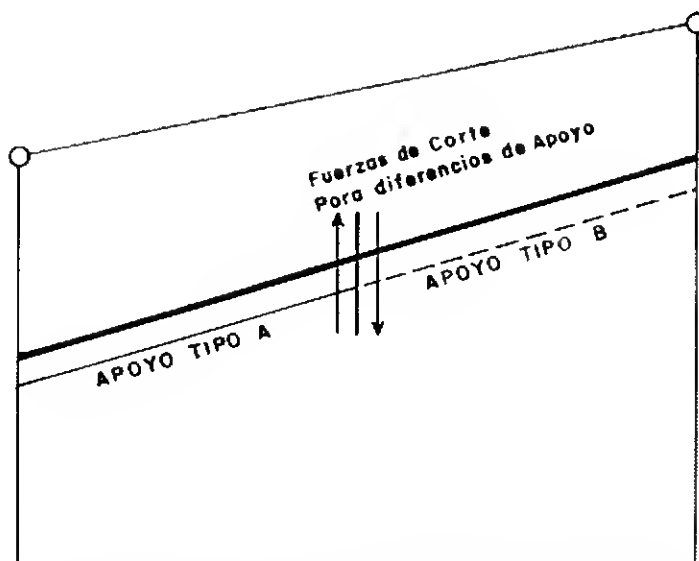


Fig. VI-22.—Posibles efectos de fuerzas de corte en tramos con diferentes apoyos.

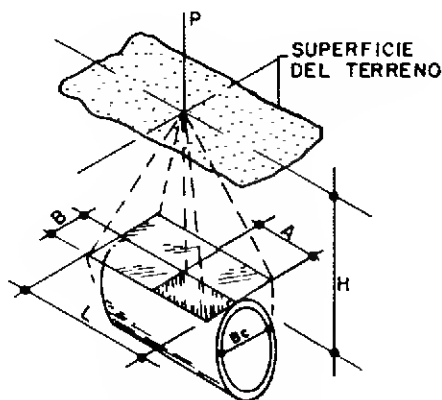


Fig. VI-23.—Efecto de cargas concentrada (Carga móvil) sobre un colector enterrado.

C_c = Coeficiente de carga, el cual es función de:

$$\frac{D}{2H} \text{ y } \frac{M}{2H}$$

H = Altura desde cresta de tubo al terreno.

D = Ancho de la carga distribuida.

M = Largo de la carga distribuida.

en la cual:

W_s = Es la carga sobre el tubo (kg/m).

P = Carga concentrada en kg.

F = Factor de impacto.

C_c = Coeficiente de carga.

L = Longitud efectiva del tubo (m).

La carga concentrada estimada, en los ábacos utilizados, es la correspondiente a un tren H-20 y 50 por 100 de impacto.

A continuación se presentan las figuras VI-25 a la VI-74, correspondientes a cada diámetro de tubería utilizado²⁷, los cuales contienen las curvas correspondientes a los casos ya definidos I, II, III y IV para tubos en zanjas sin entibado, con entibado, proyección negativa y proyección positiva respectivamente, para la condición de carga muerta viva y con los tipos de apoyo clase A, B y C descritos anteriormente.

Ejemplo

Determinar la carga máxima que soporta un tubo de concreto de 90 cm (36") de diámetro, colocado en zanja sin entibado y a las profundidades que se indican en la figura.

Solución

Determinamos los valores correspondientes al relleno sobre el lomo de la tubería, para lo cual debemos previamente conocer el espesor de la tubería, obteniéndose esta información en el cuadro V-21 $e = 10,2$ cm, luego $\varnothing + 2e = 90 + 2 \times 10,2 = 90 + 20,4 = 110,4$ cm. En el punto A el relleno sobre el lomo es: $2,91 - 1,104 = 1,81$ m y en B el relleno vale $3,31 - 1,104 = 2,21$ m.

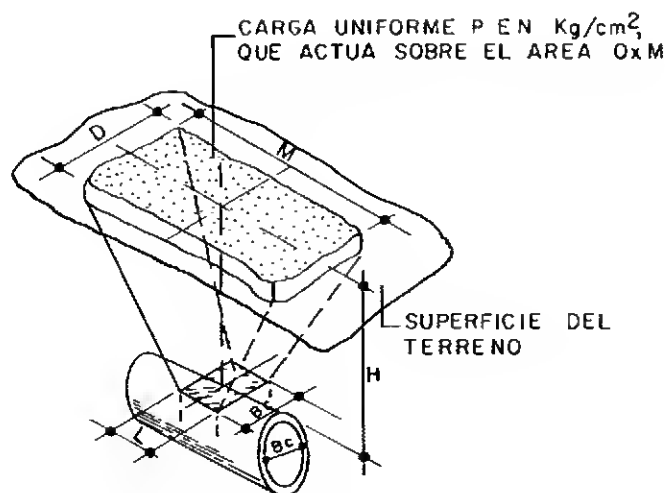
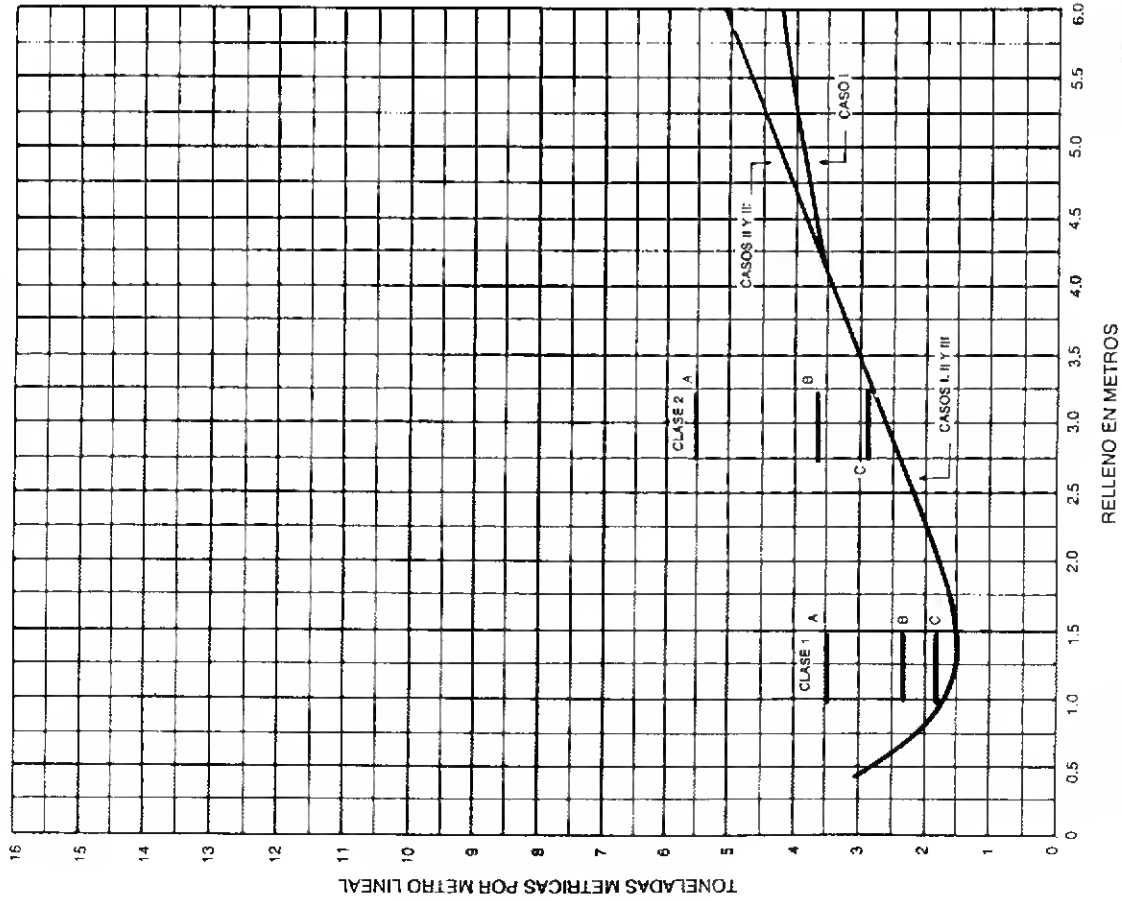


Fig. VI-24.—Efecto de carga distribuida (Carga móvil) sobre un conducto enterrado.

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 200 mm (8")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA



CARGAS
W = 2 000 kg/m³
H - 20 + 50 % IMPACTO

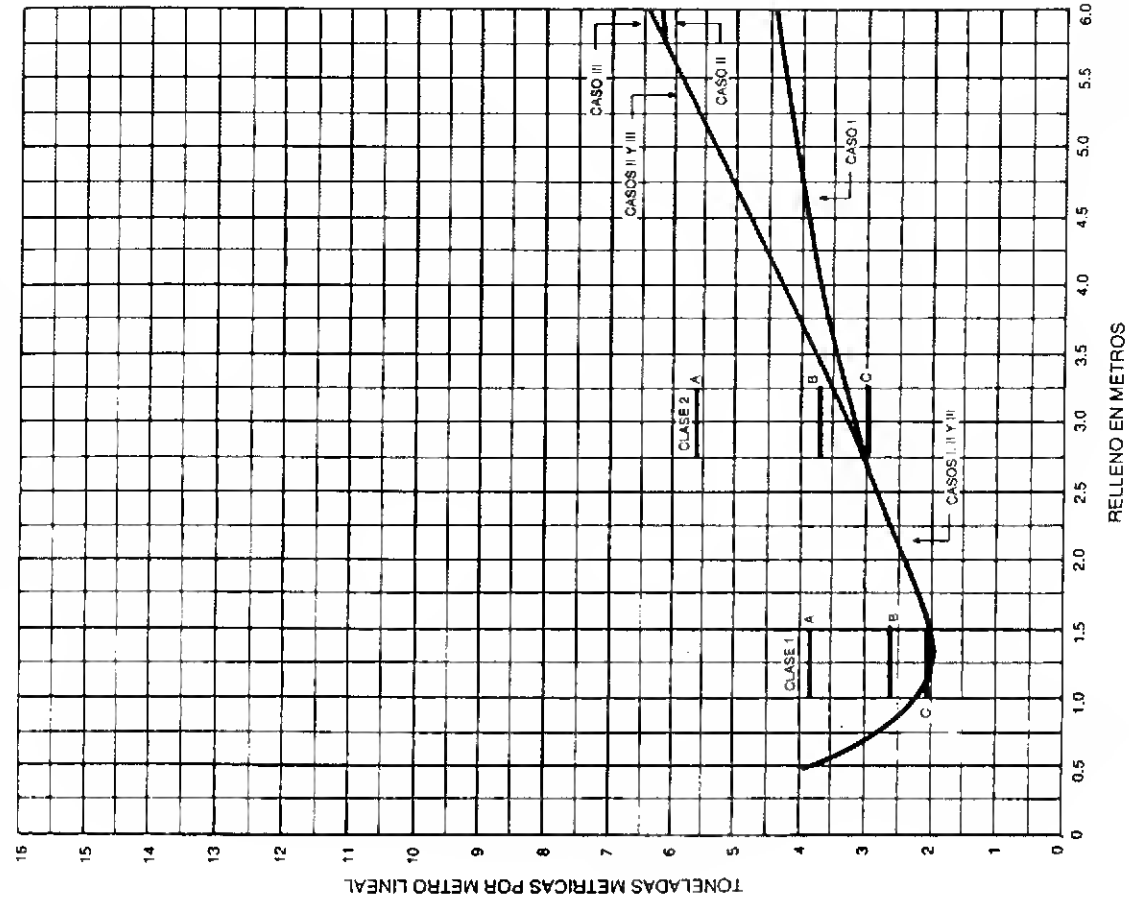
B_d = 0.80 m CASOS I Y III
B_d = 1.00 m CASO II

Fig. VI-25.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 200 mm (8").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 250 mm (10")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA



CARGAS
W = 2 000 kg/m³
H - 20 + 50 % IMPACTO

B_d = 0.80 m CASOS I Y III
B_d = 1.00 m CASO II

Fig. VI-26.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 250 mm (10").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 Ø 350 mm

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

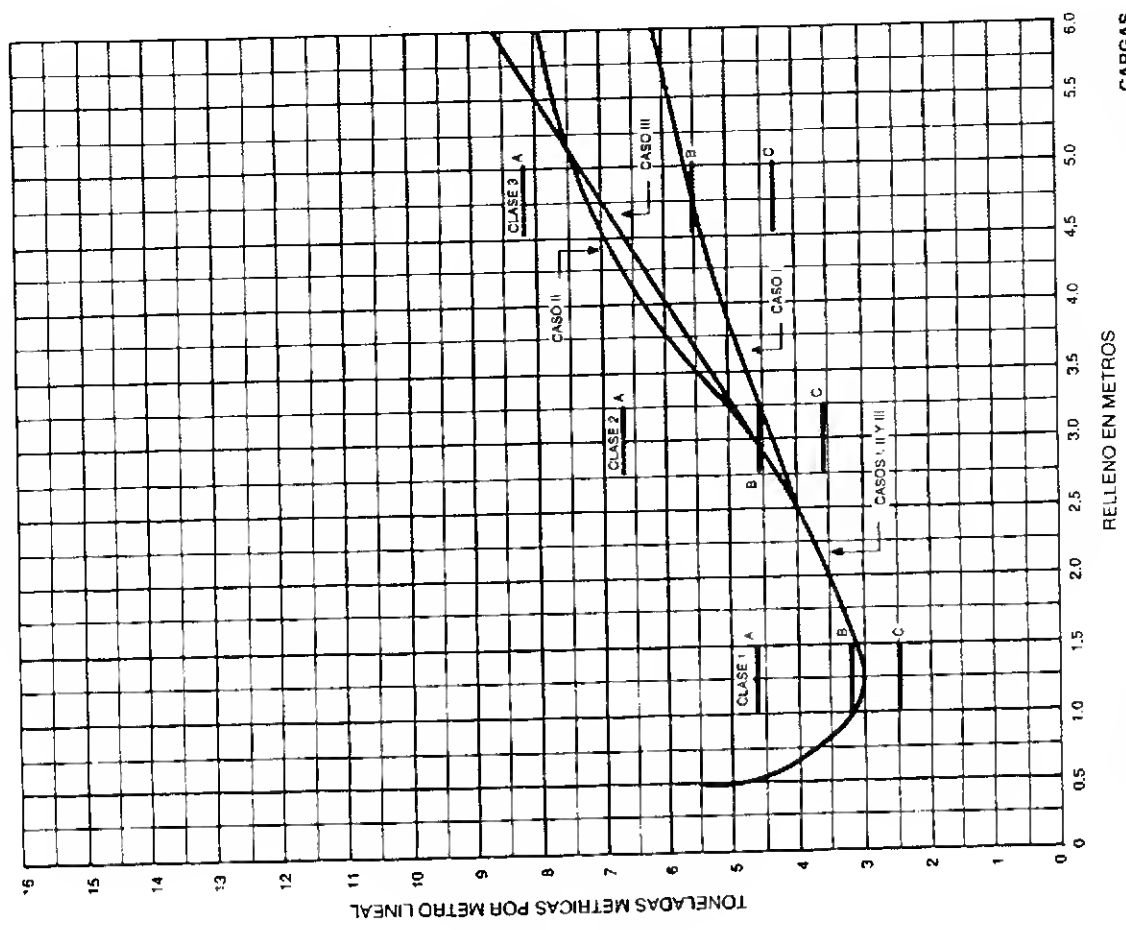


Fig. VI-28.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 350 mm.

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 Ø 300 mm (12")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

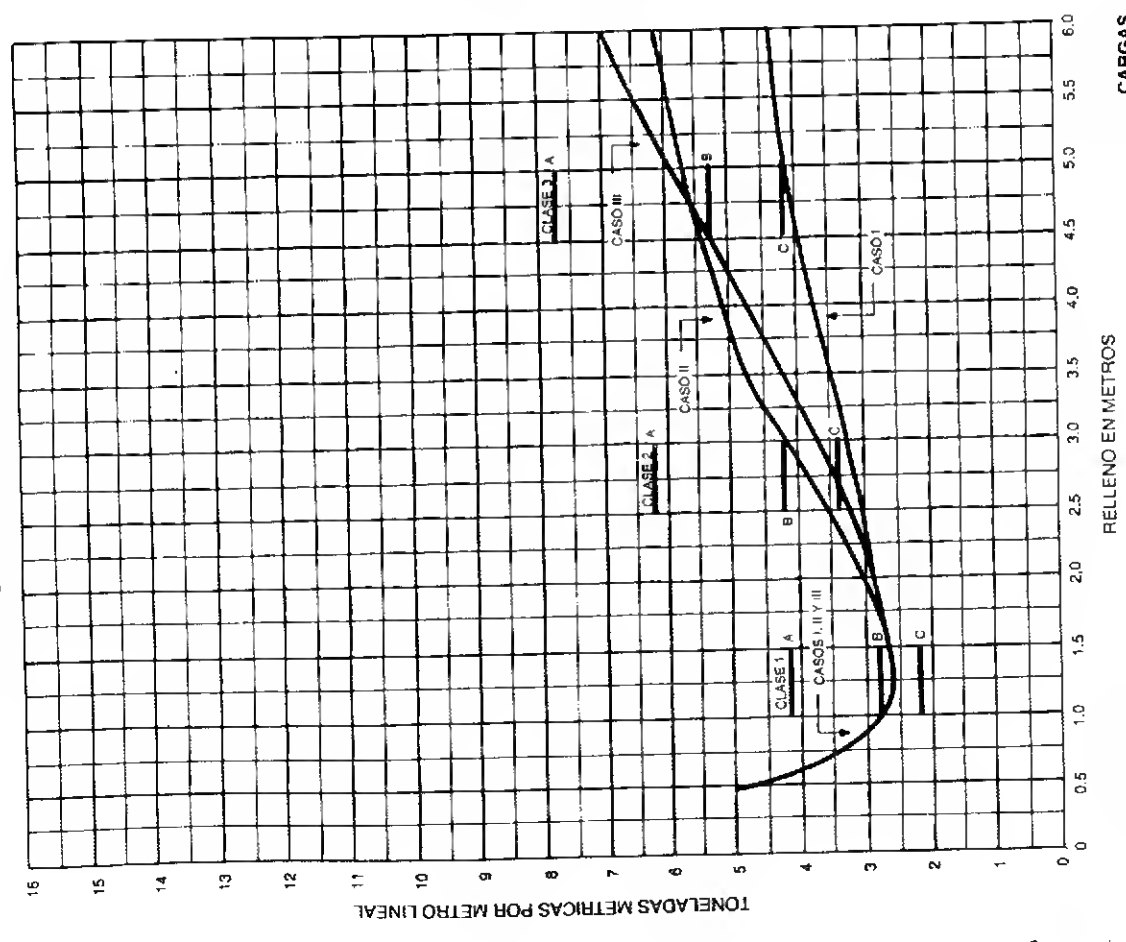
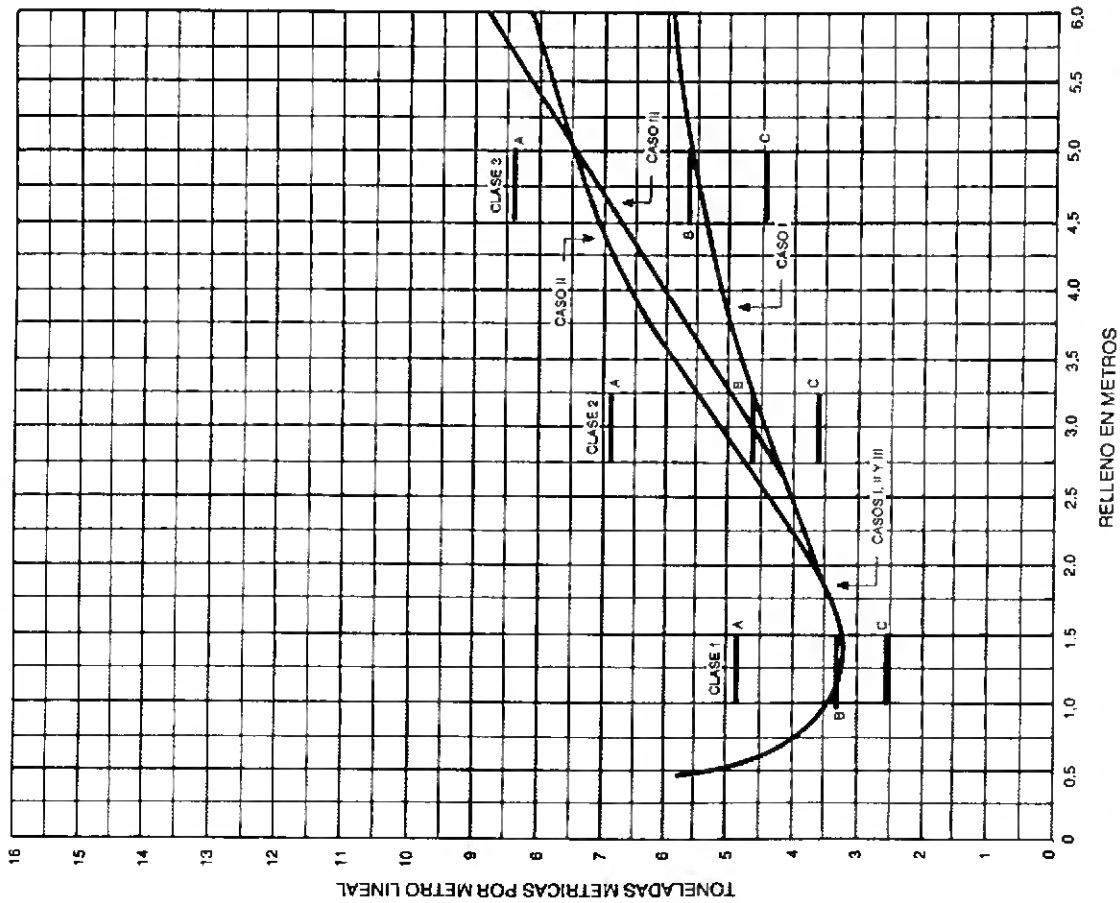


Fig. VI-27.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 300 mm (12").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 380 mm (15")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

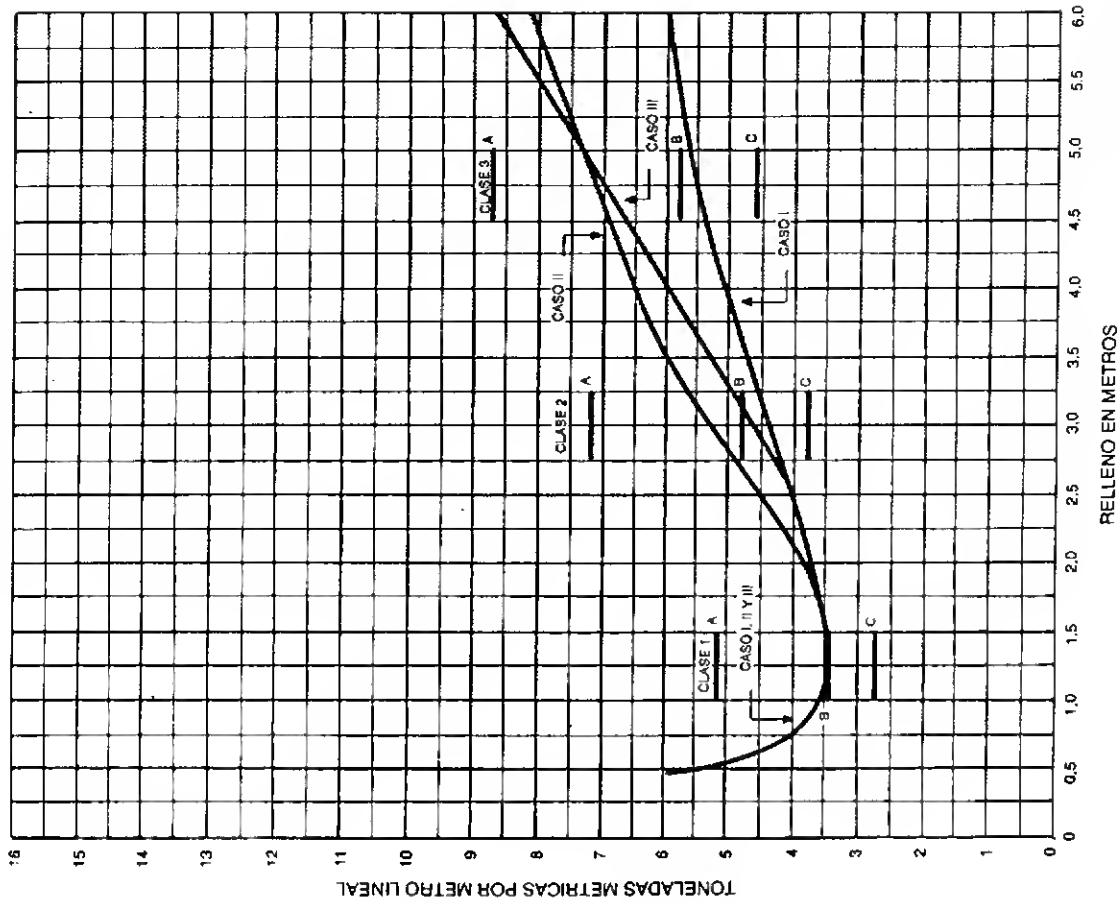


CARGAS
 $W = 2\,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50\% \text{ IMPACTO}$

$B_d = 1.00 \text{ m CASOS I Y III}$
 $B_d = 1.20 \text{ m CASO II}$

Fig. VI-29.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 380 mm (15").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 400 mm
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA



CARGAS
 $W = 2\,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50\% \text{ IMPACTO}$

$B_d = 1.00 \text{ m CASOS I Y III}$
 $B_d = 1.20 \text{ m CASO II}$

Fig. VI-30.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 400 mm.

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 450 mm (18")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

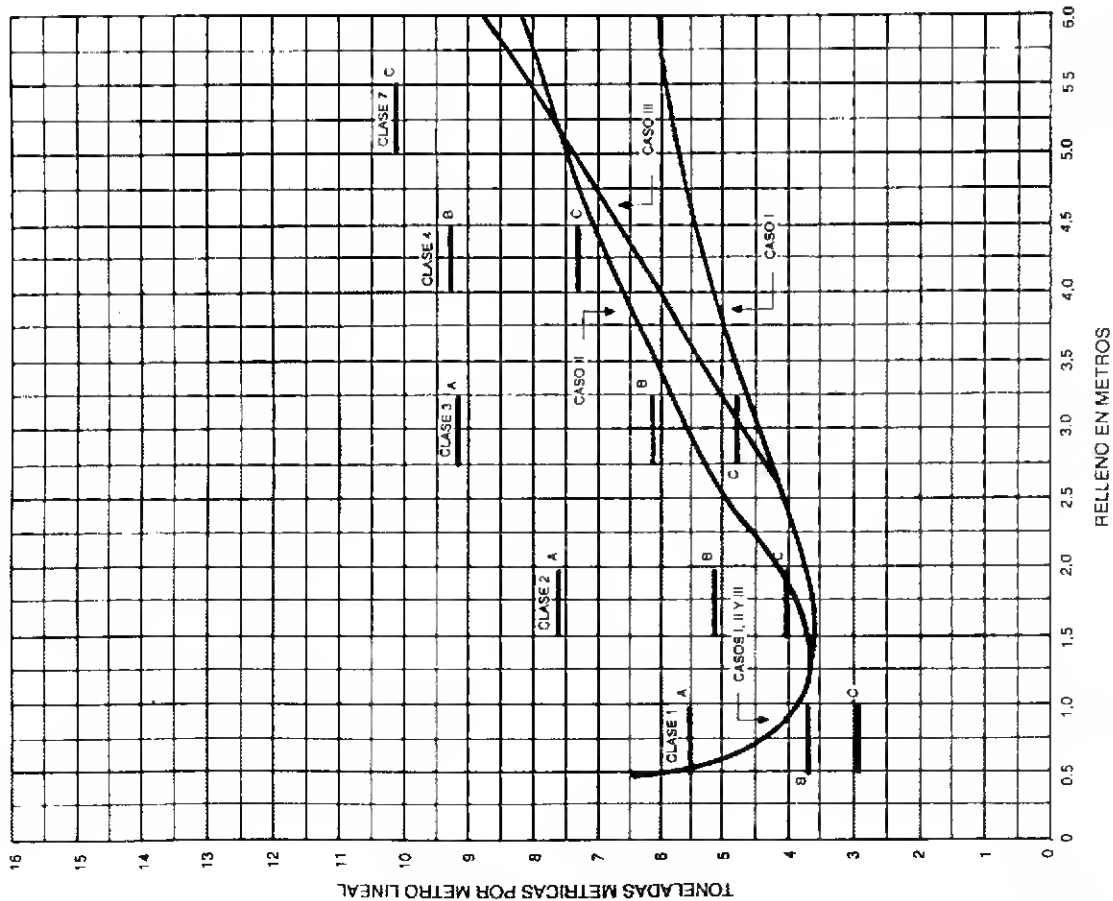


Fig. VI-31.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 450 mm (18").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 500 mm (21")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

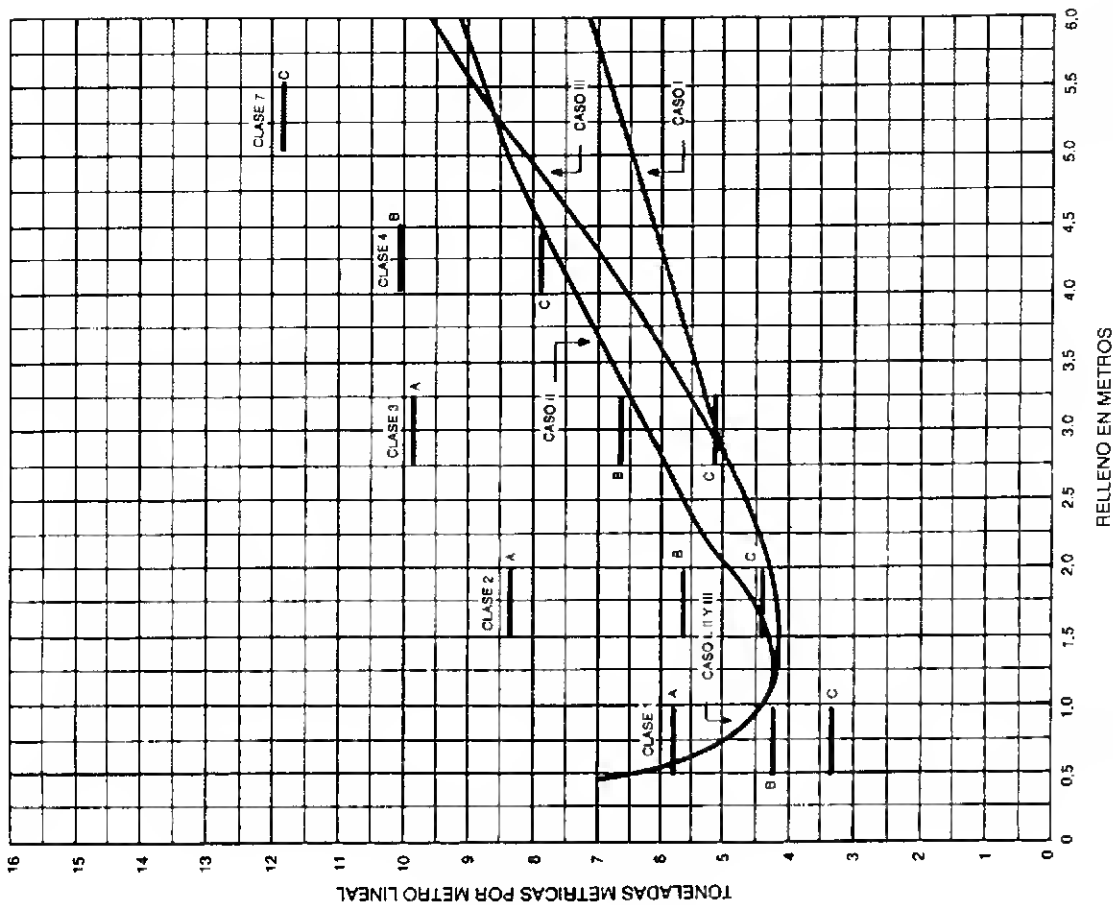


Fig. VI-32.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 500 mm (21").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 600 mm (24")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

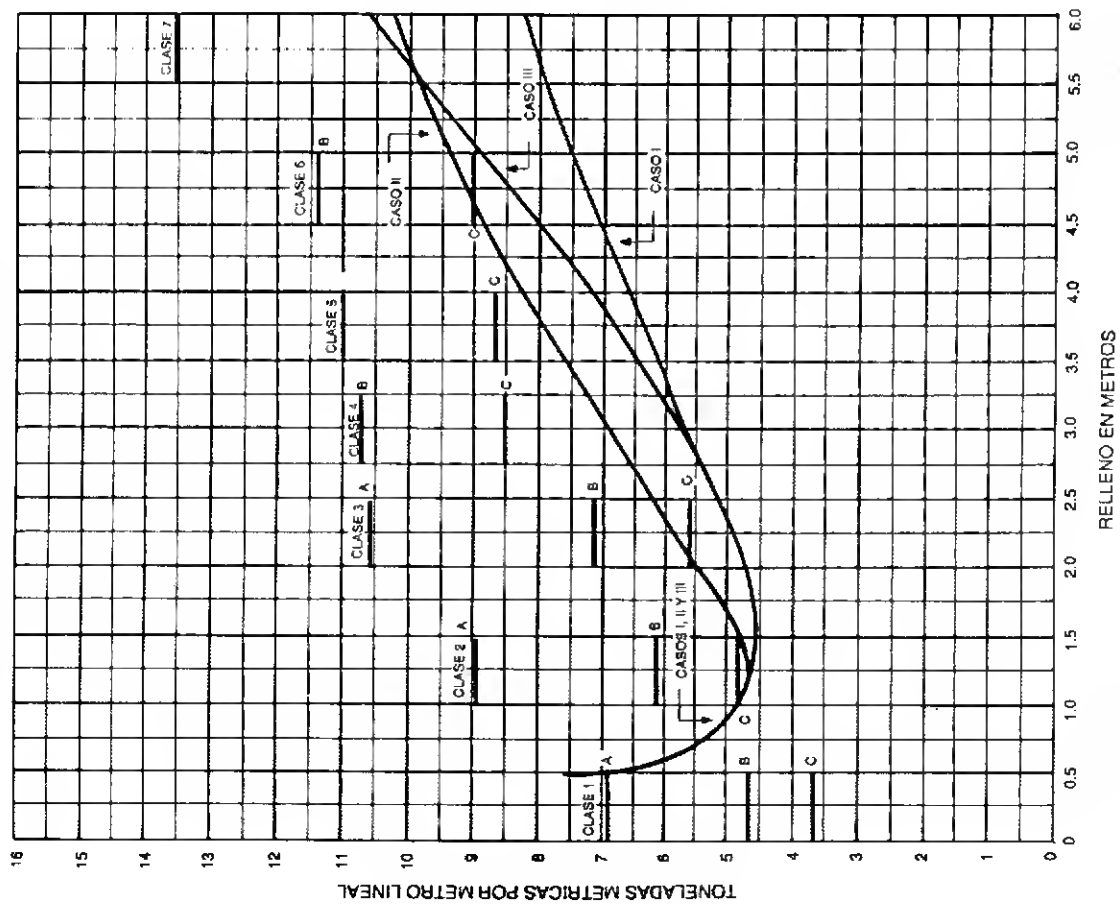


Fig. VI-33.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 600 mm (24").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 700 mm (27")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

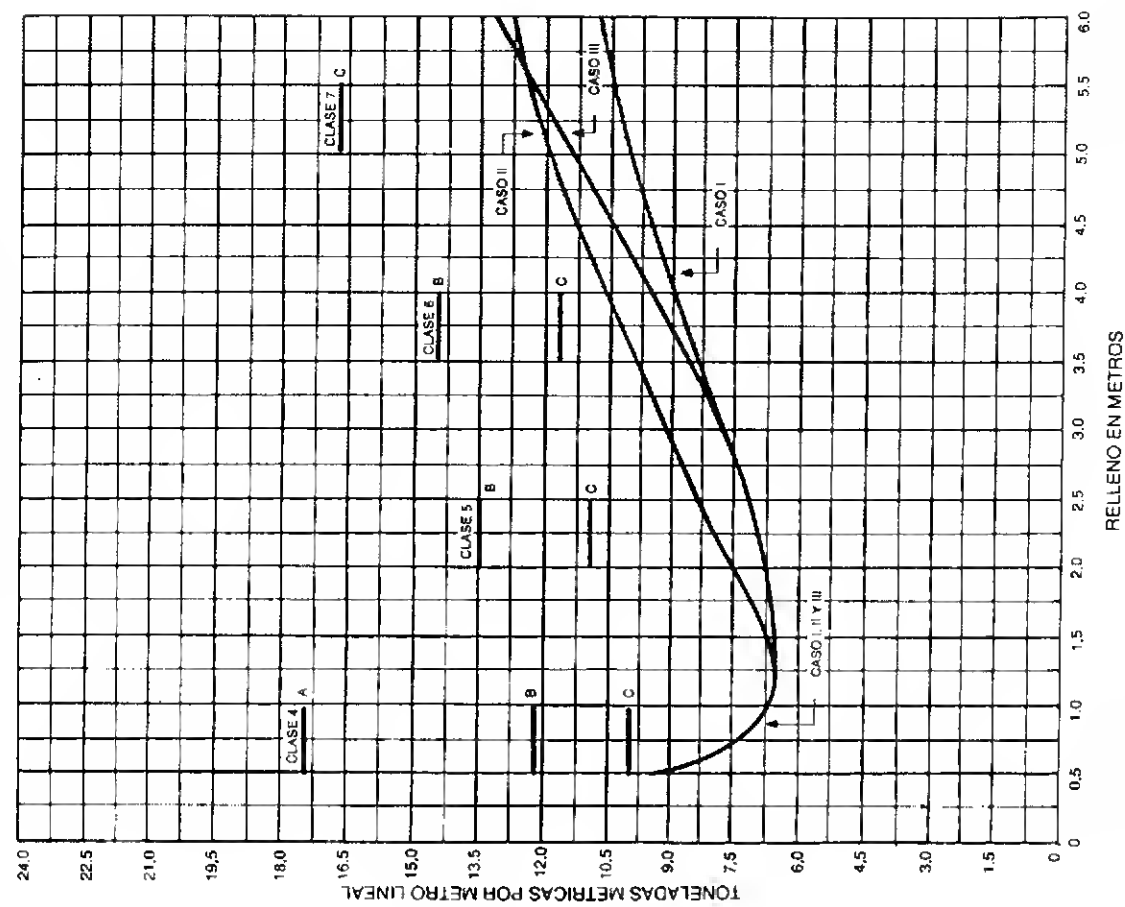


Fig. VI-34.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 700 mm (27").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 750 mm (30")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

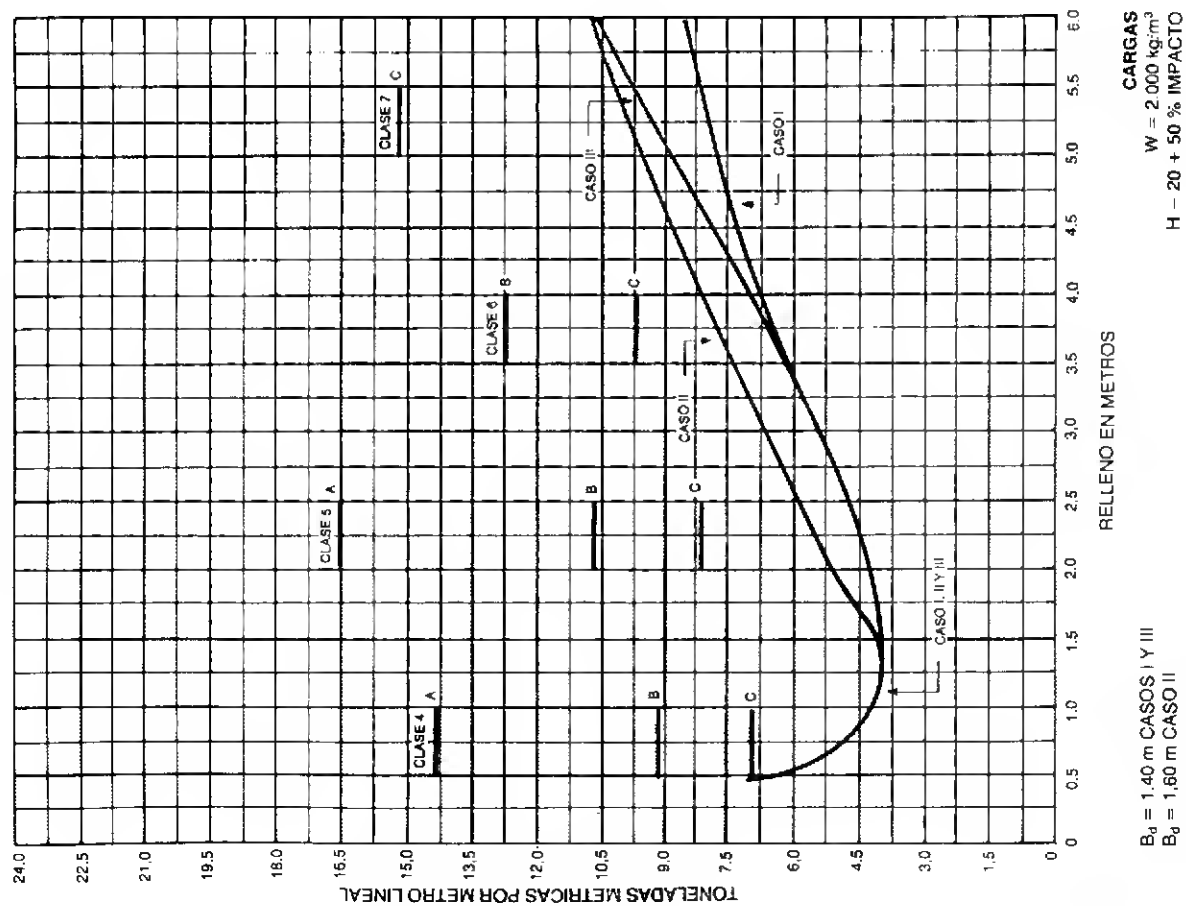


Fig. VI-35.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 750 mm (30").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 800 mm (33")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

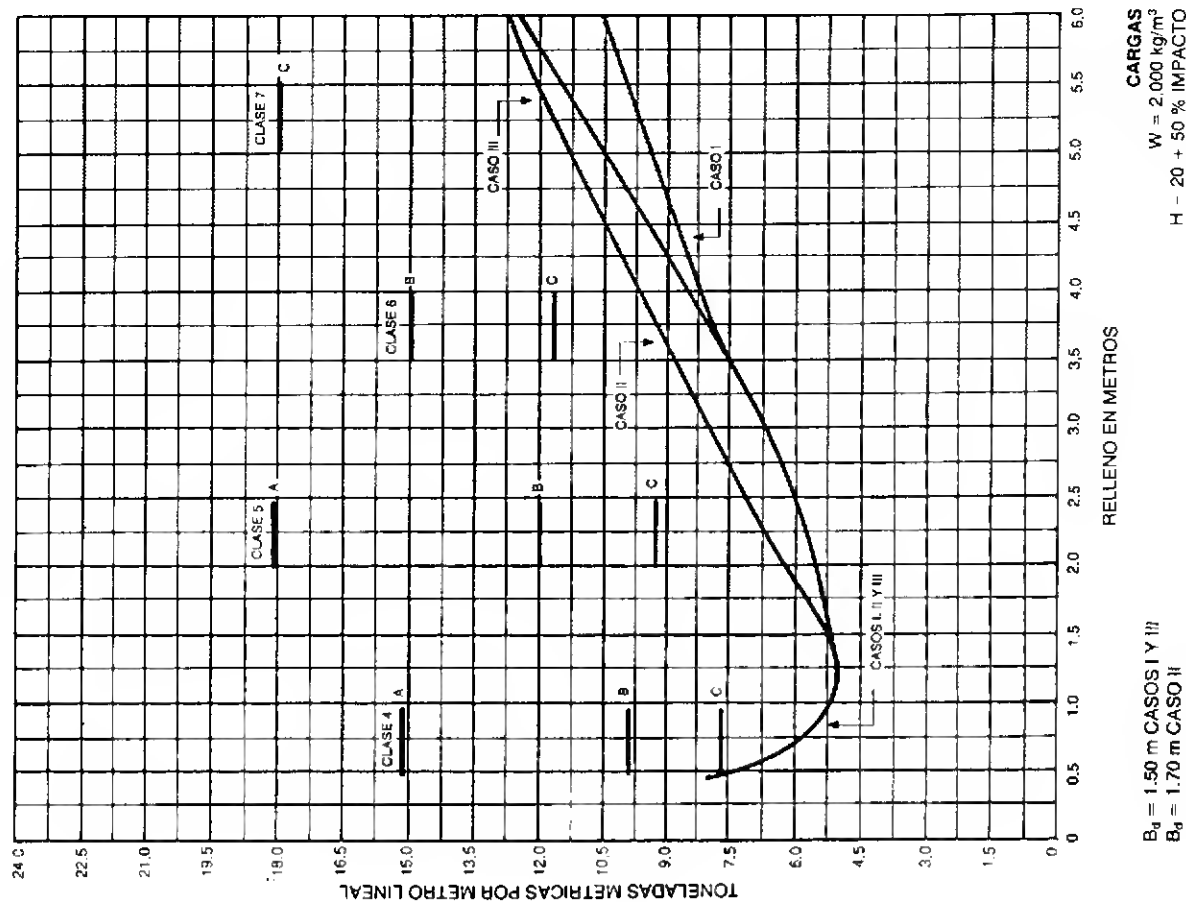


Fig. VI-36.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 800 mm (33").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 900 mm (36")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

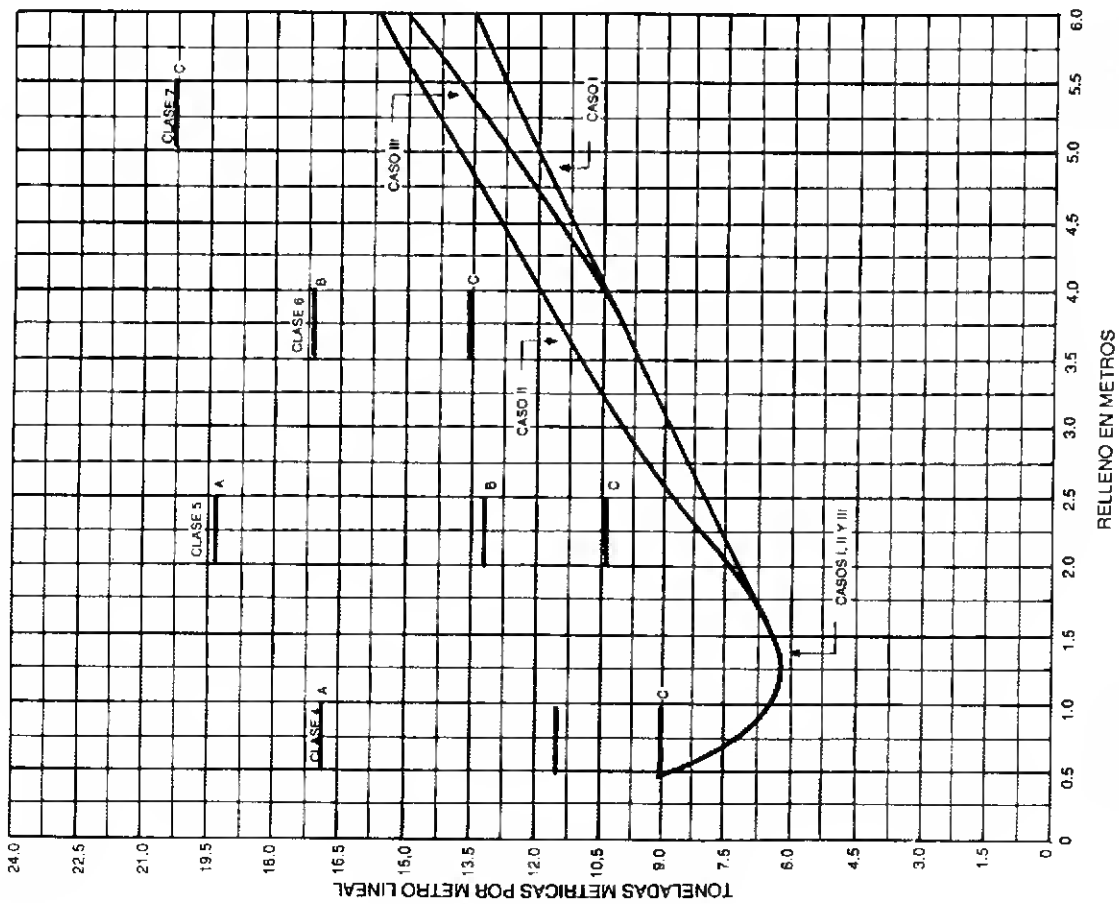


Fig. VI-37.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 900 mm (36").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 1,050 mm (42")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

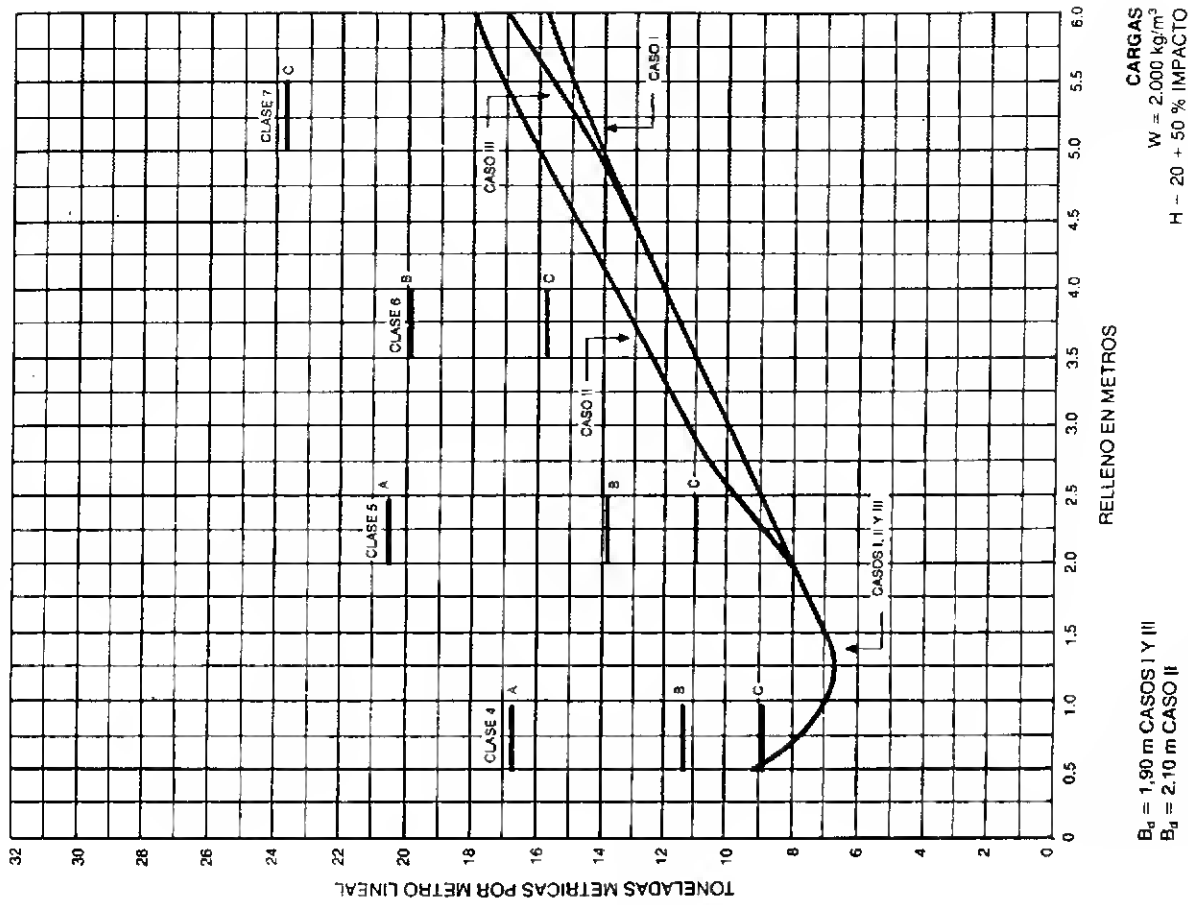


Fig. VI-38.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1,050 mm (42").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCIÓN NEGATIVA
 \varnothing 1.200 mm (48")
 CARGA MUERTA - CARGA VIVA

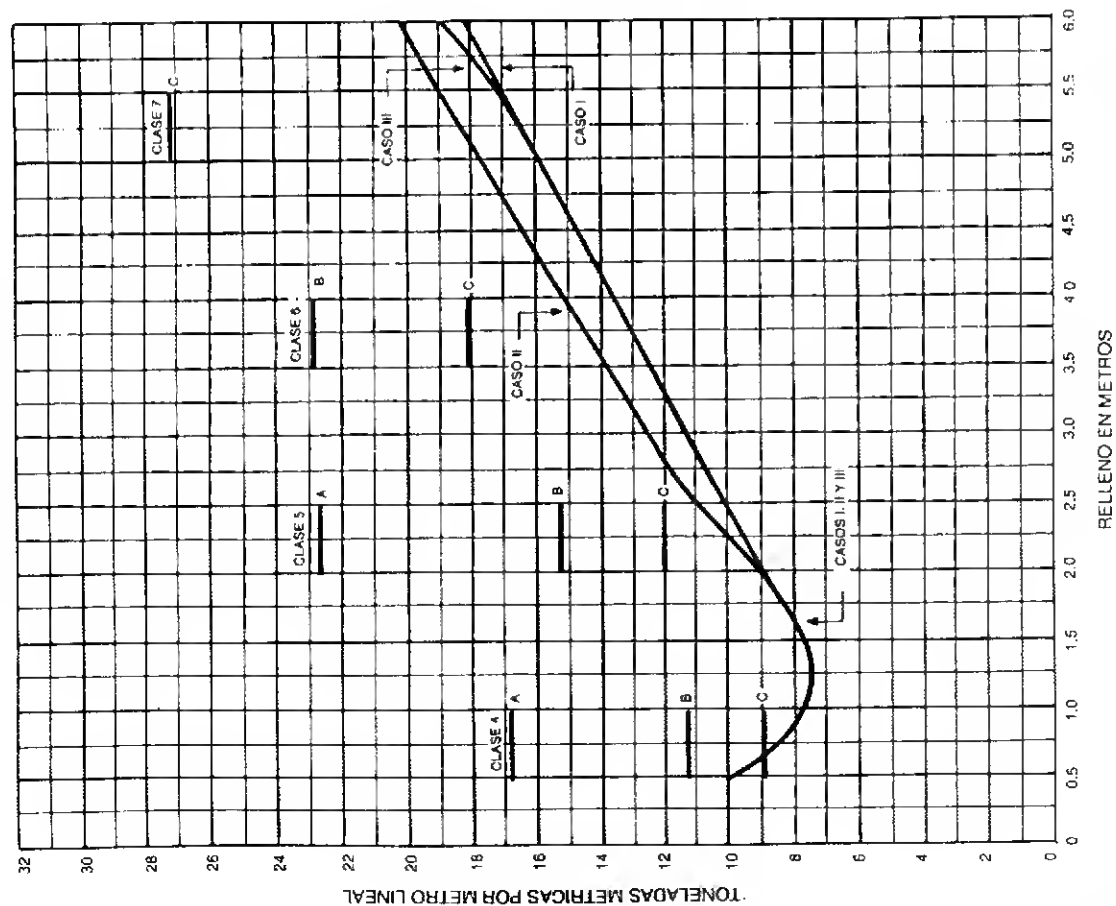


Fig. VI-39.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.200 mm (48").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCIÓN NEGATIVA
 \varnothing 1.350 mm (54")
 CARGA MUERTA - CARGA VIVA

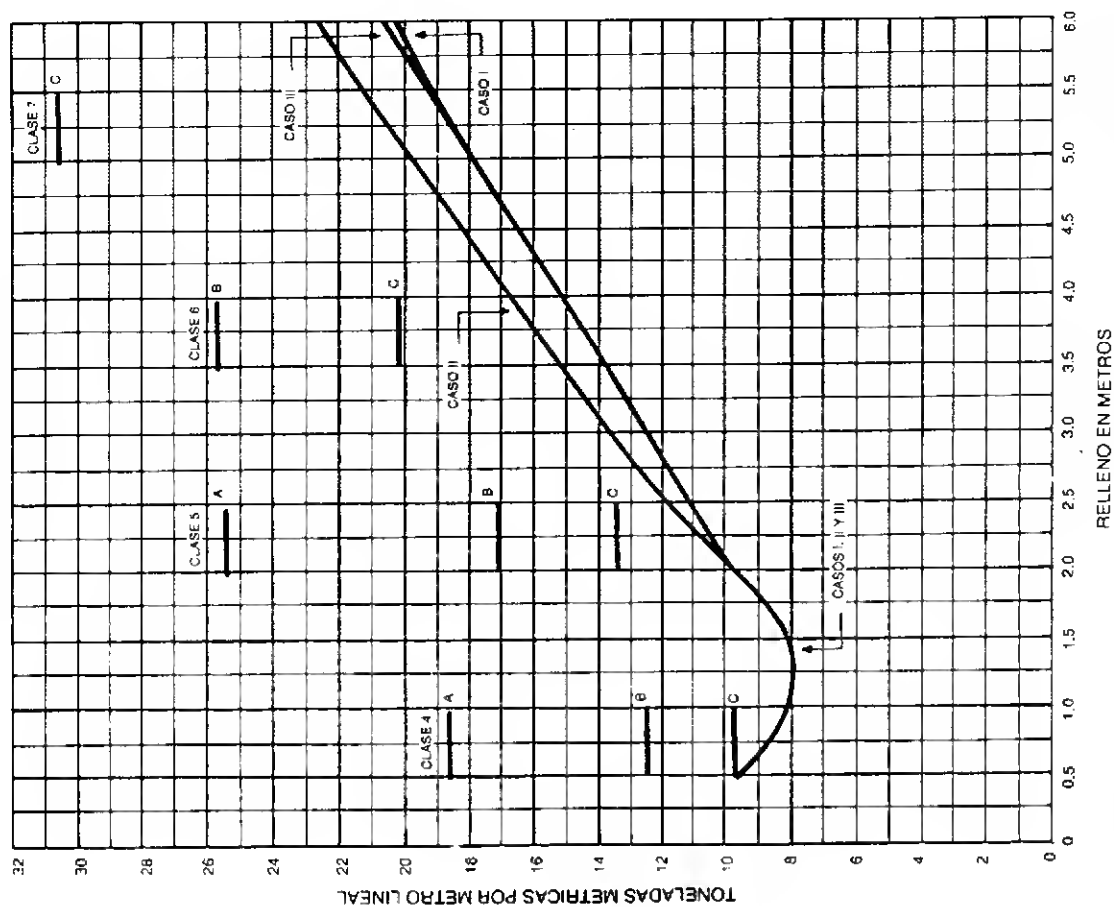
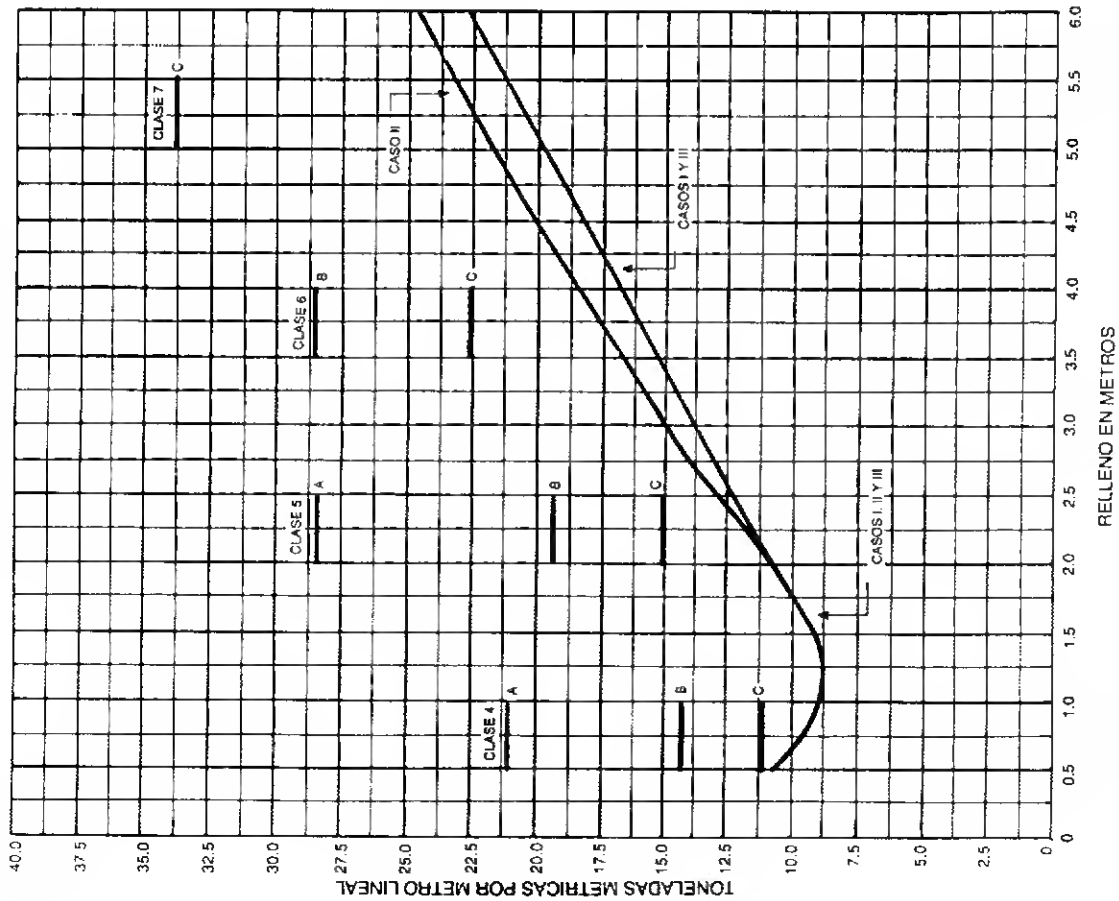


Fig. VI-40.—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.350 mm (54").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 1.500 mm (60")

CARGA MUERTA - CARGA VIVA



CARGAS
 $W = 2.000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

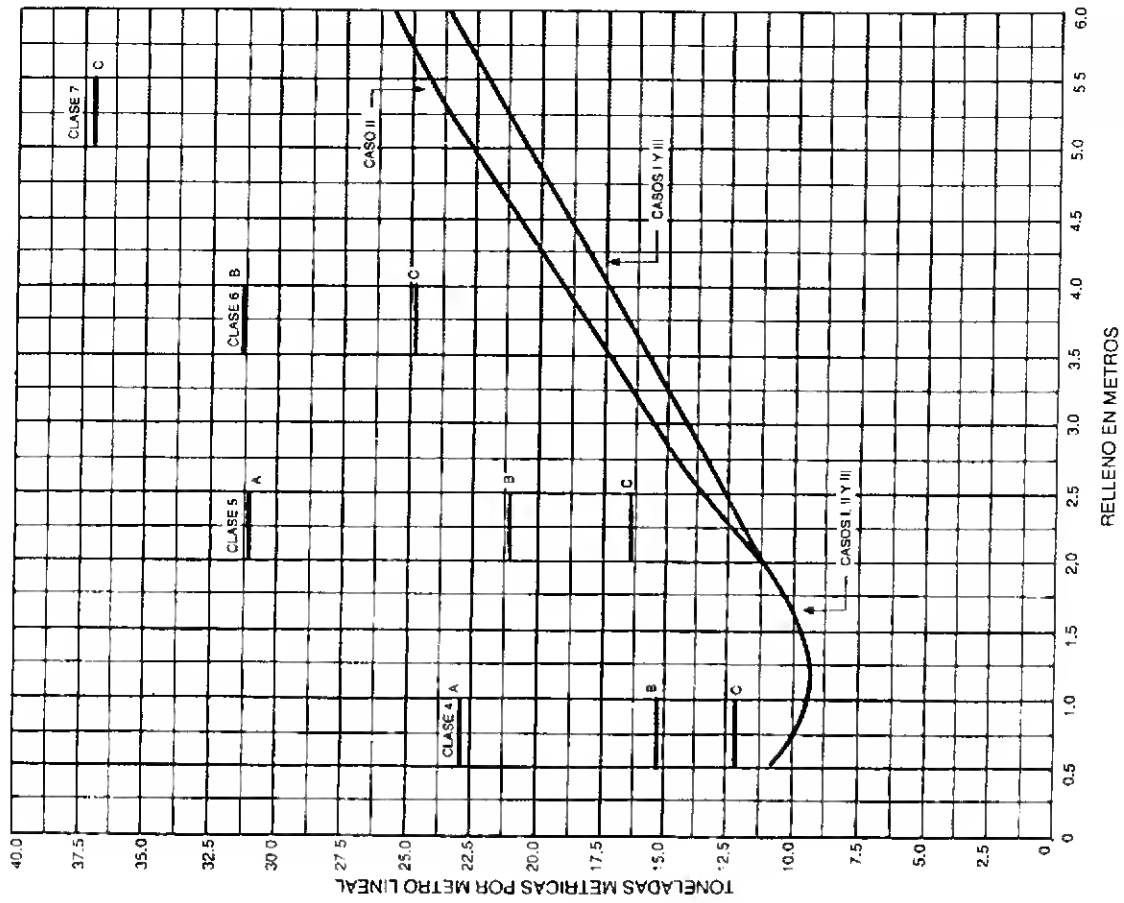
$B_d = 2.50 \text{ m CASOS I Y III}$
 $B_d = 2.70 \text{ m CASO II}$

Fig. VI-41—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.500 mm (60").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 1.650 mm (66")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA



CARGAS
 $W = 2.000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

$B_d = 2.80 \text{ m CASOS I Y III}$
 $B_d = 2.80 \text{ m CASO II}$

Fig. VI-42—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.650 mm (66").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 1.800 mm (72")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

CLASE 7 C

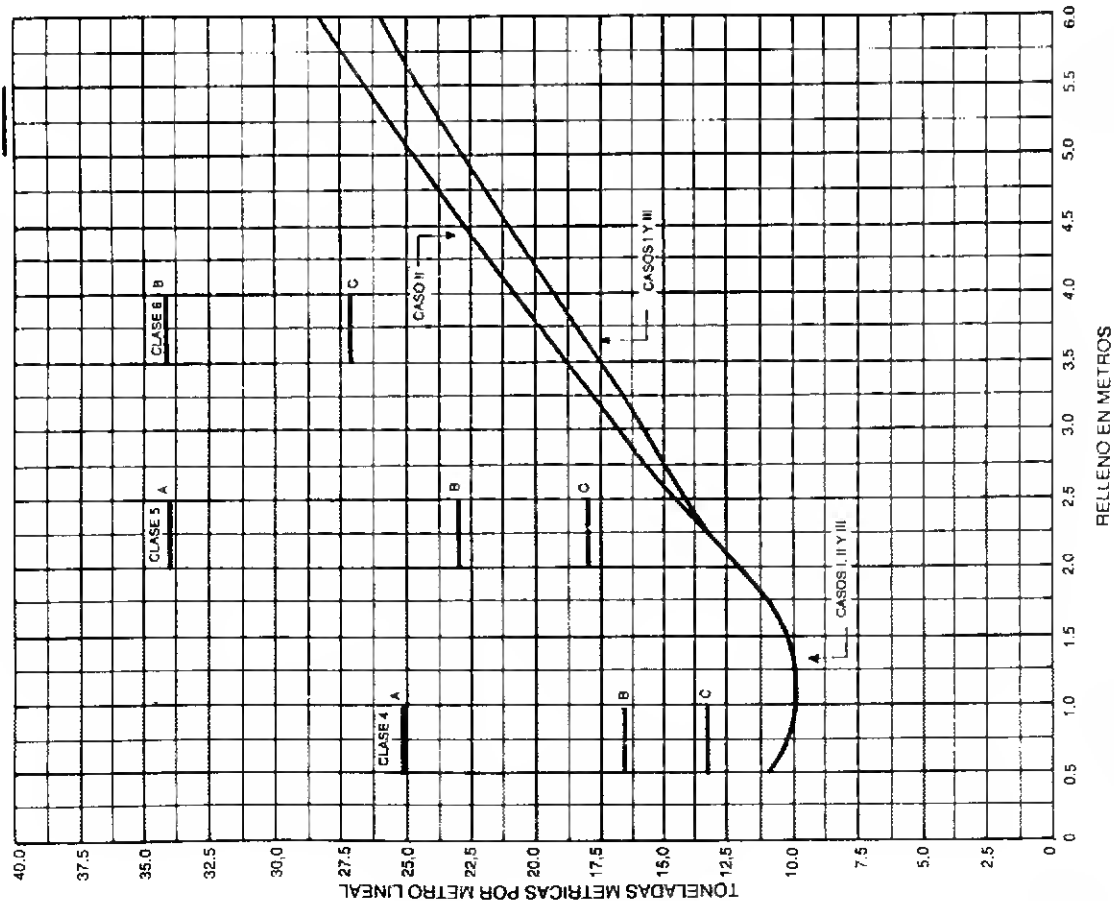


Fig. VI-43—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.800 mm (72").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA

Ø 1.950 mm (78")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

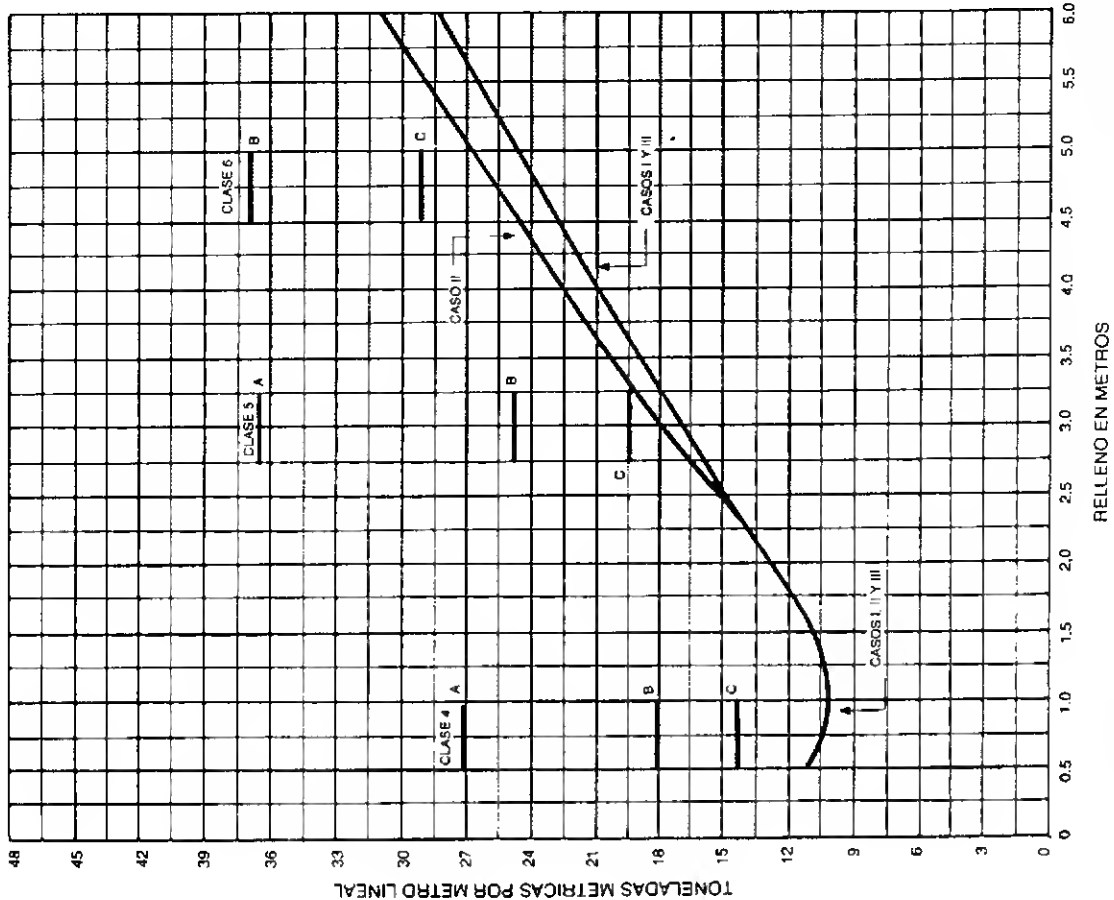


Fig. VI-44—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 1.950 mm (78").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 2.100 mm (84")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

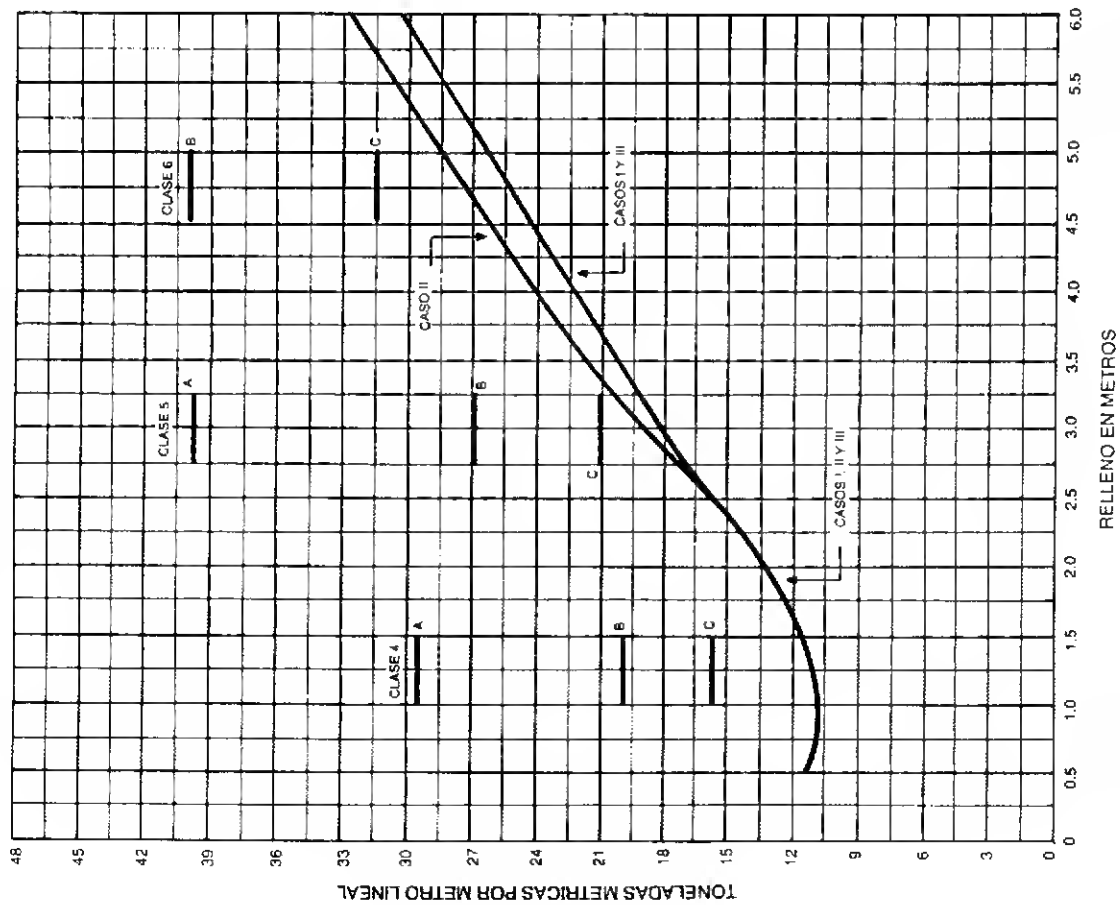


Fig. VI-45—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 2.100 mm (84").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 2.250 mm (90")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

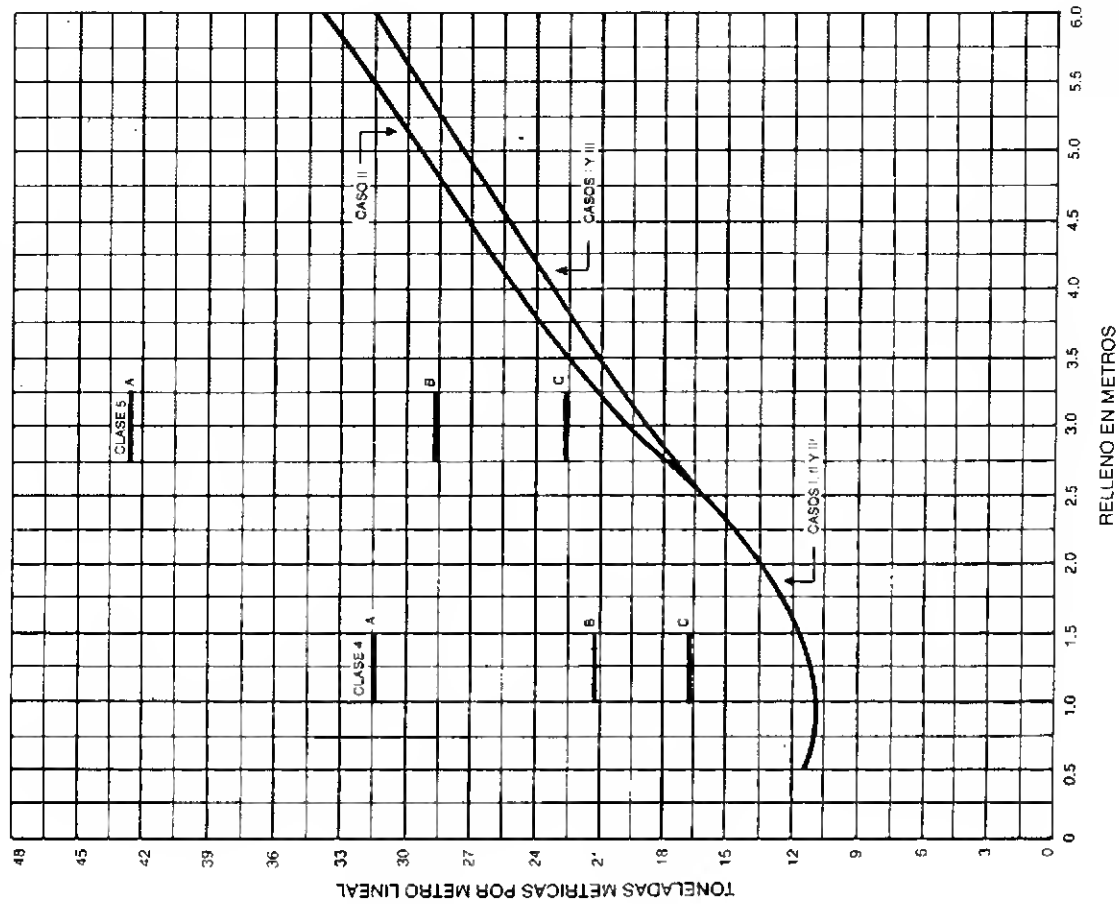


Fig. VI-46—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 2.250 mm (90").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 2.400 mm (96")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

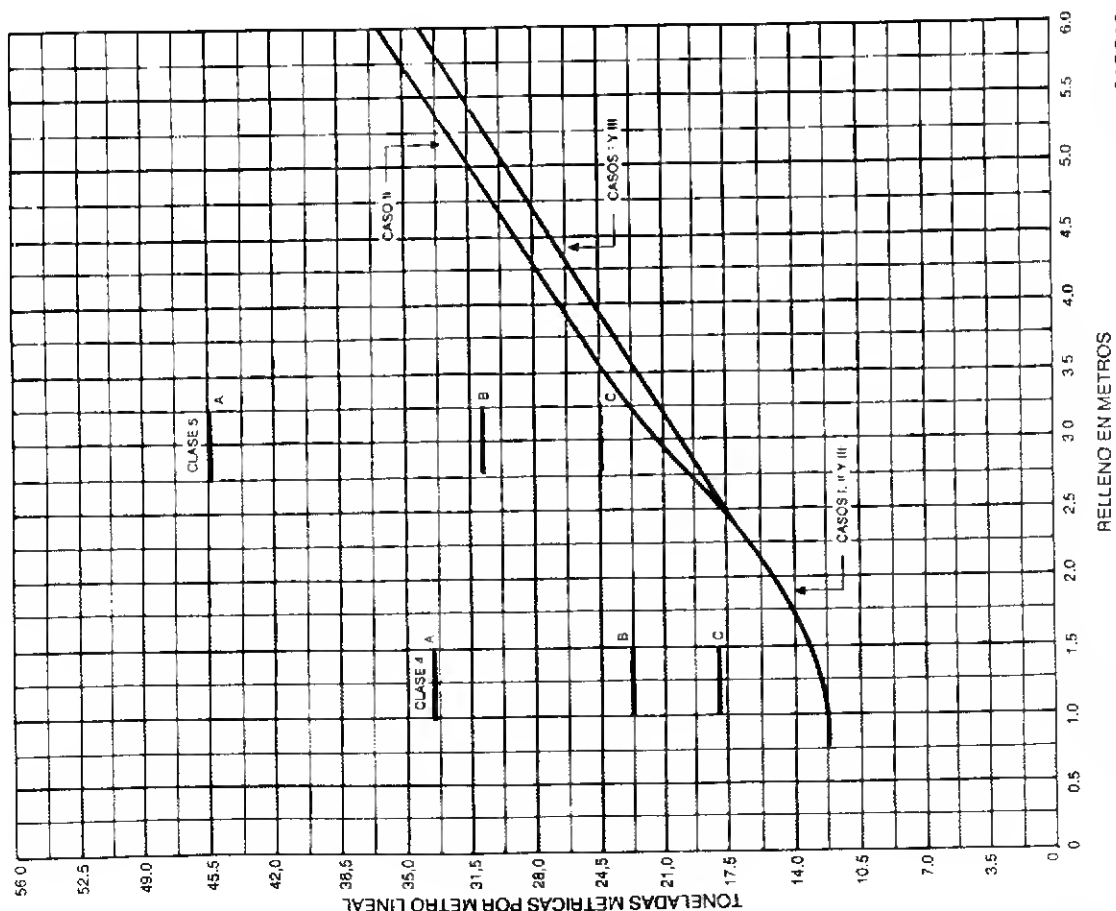


Fig. VI-47—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 2.400 mm (96").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 2.550 mm (102")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

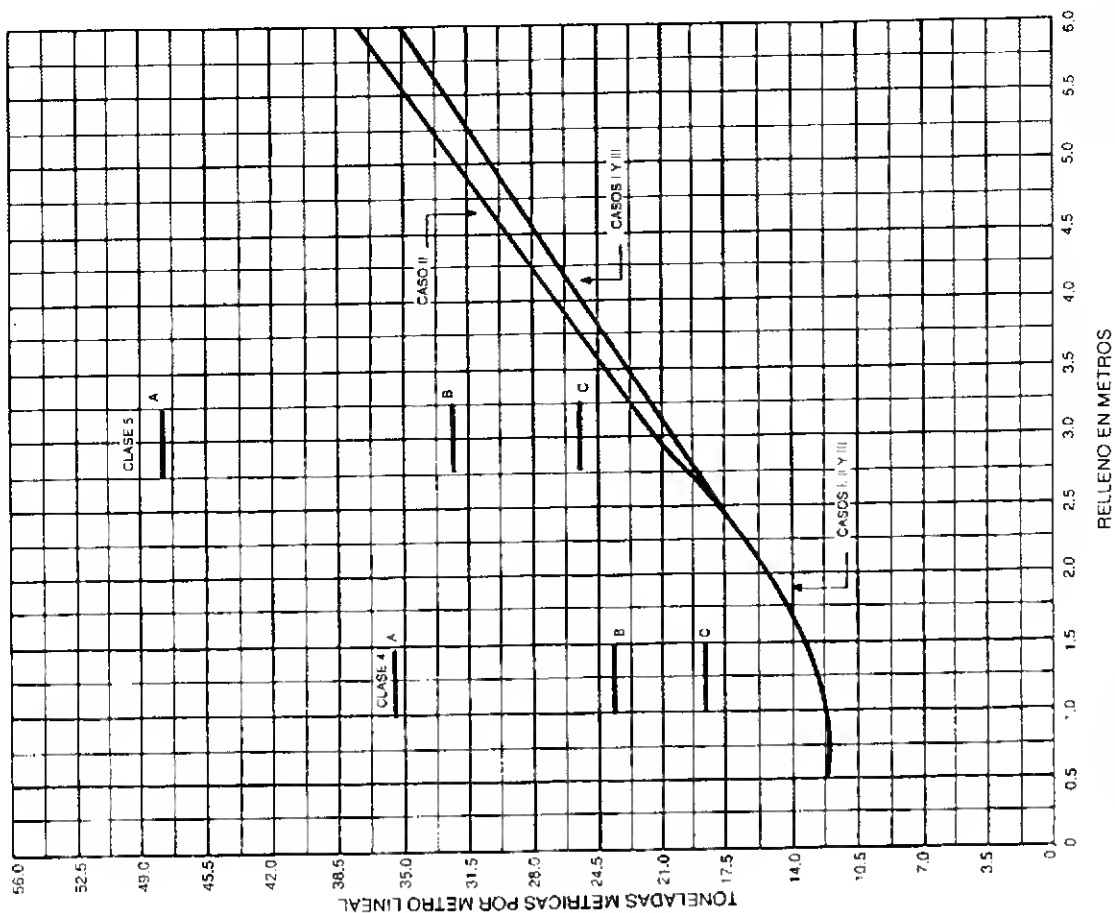
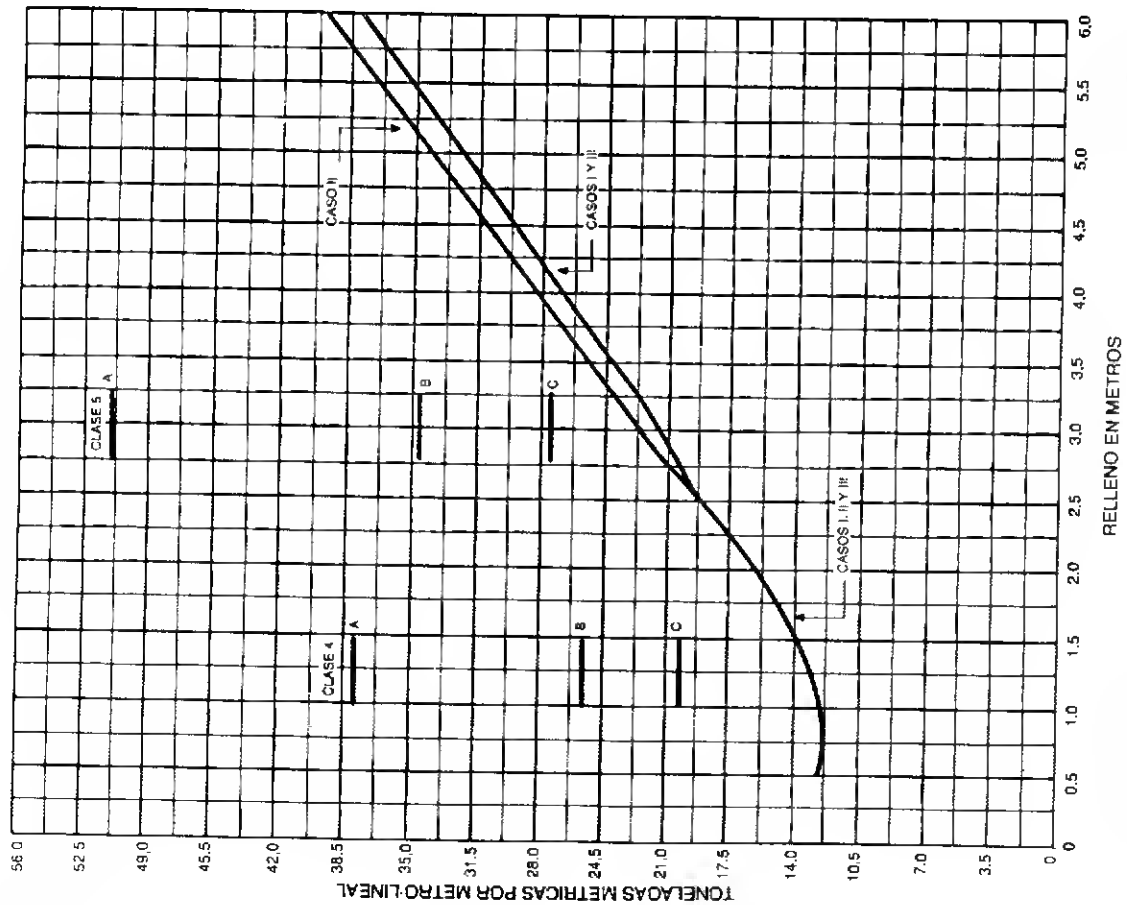


Fig. VI-48—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 2.550 mm (102").

ABACO PARA TUBOS EN ZANJA Y PROYECCION NEGATIVA
 \varnothing 2.700 mm (108")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

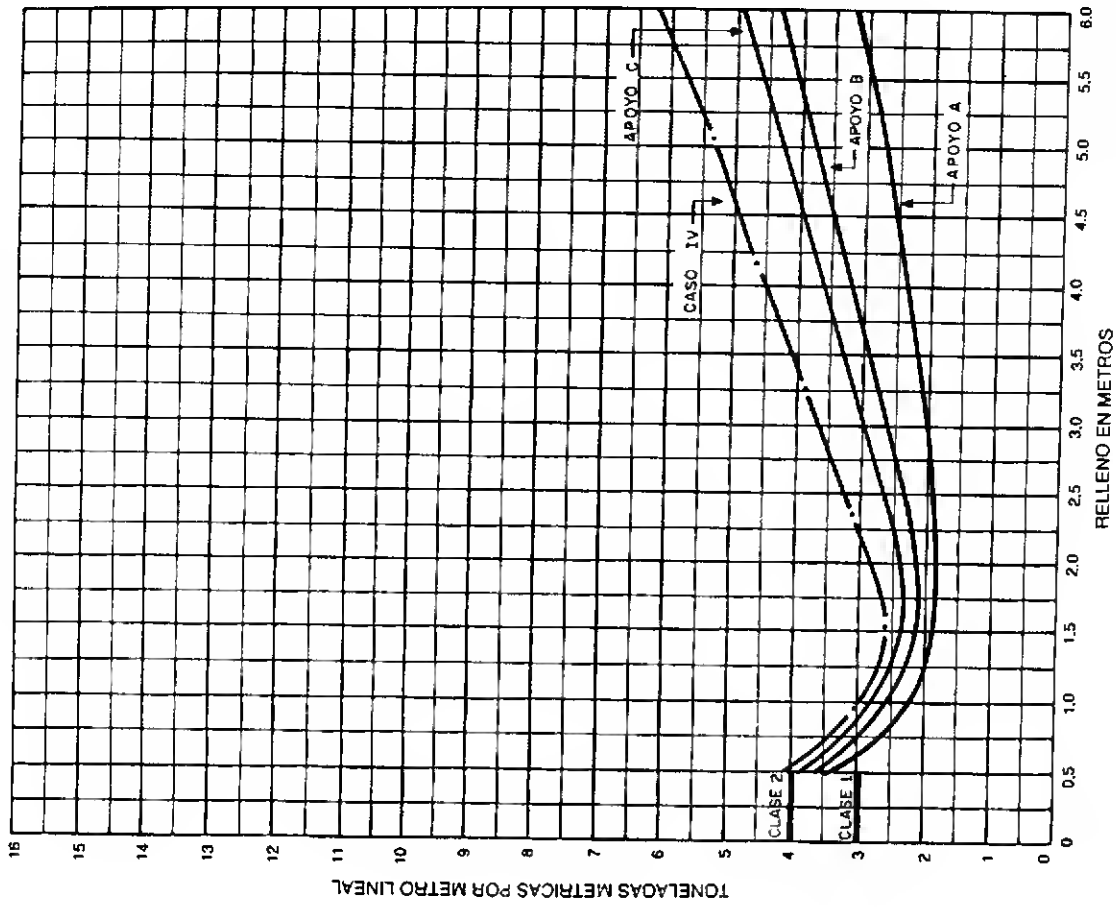


CARGAS
 $W = 2\,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50\% \text{ IMPACTO}$

$B_d = 3.80 \text{ m}$ CASOS I Y III
 $B_d = 4.00 \text{ m}$ CASO II

Fig. VI-49—Abaco para tubos en zanja y proyección negativa 2.700 mm (108").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 200 mm (8")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA



$B_c = 0.25 \text{ m}$

CARGAS
 $W = 2\,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50\% \text{ IMPACTO}$

Fig. VI-50—Abacos para tubos en proyección positiva 200 mm (8").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 250 mm (10")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

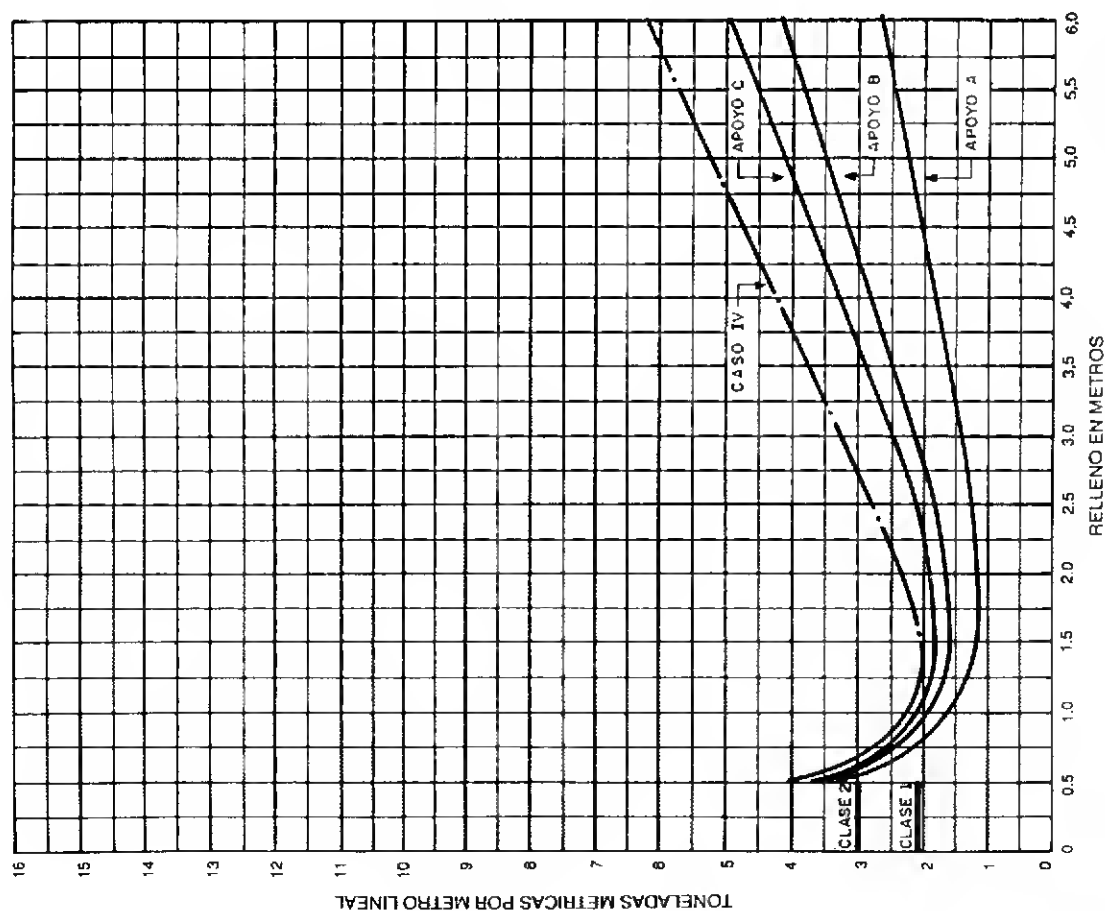


Fig. VI-51—Abacos para tubos en proyección positiva 250 mm (10").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 300 mm (12")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

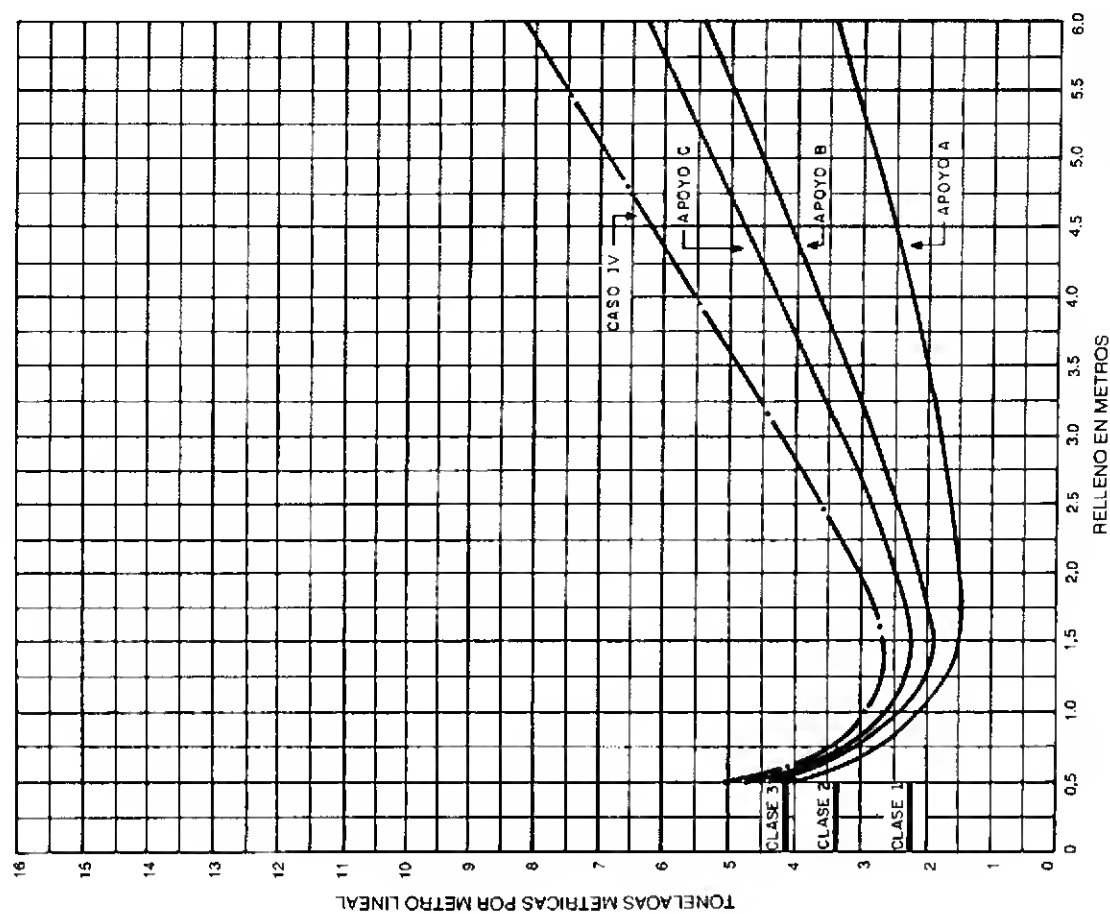
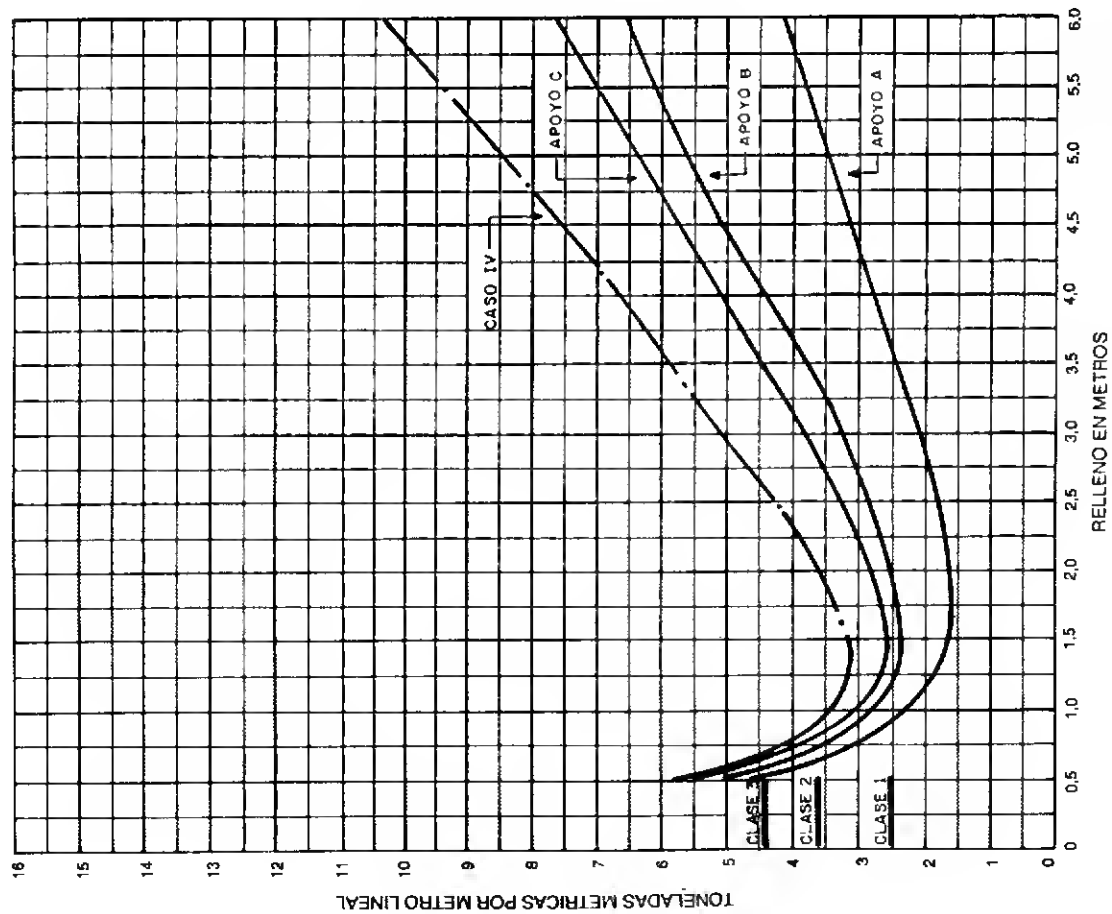


Fig. VI-52—Abacos para tubos en proyección positiva 300 mm (12").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 350 mm
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

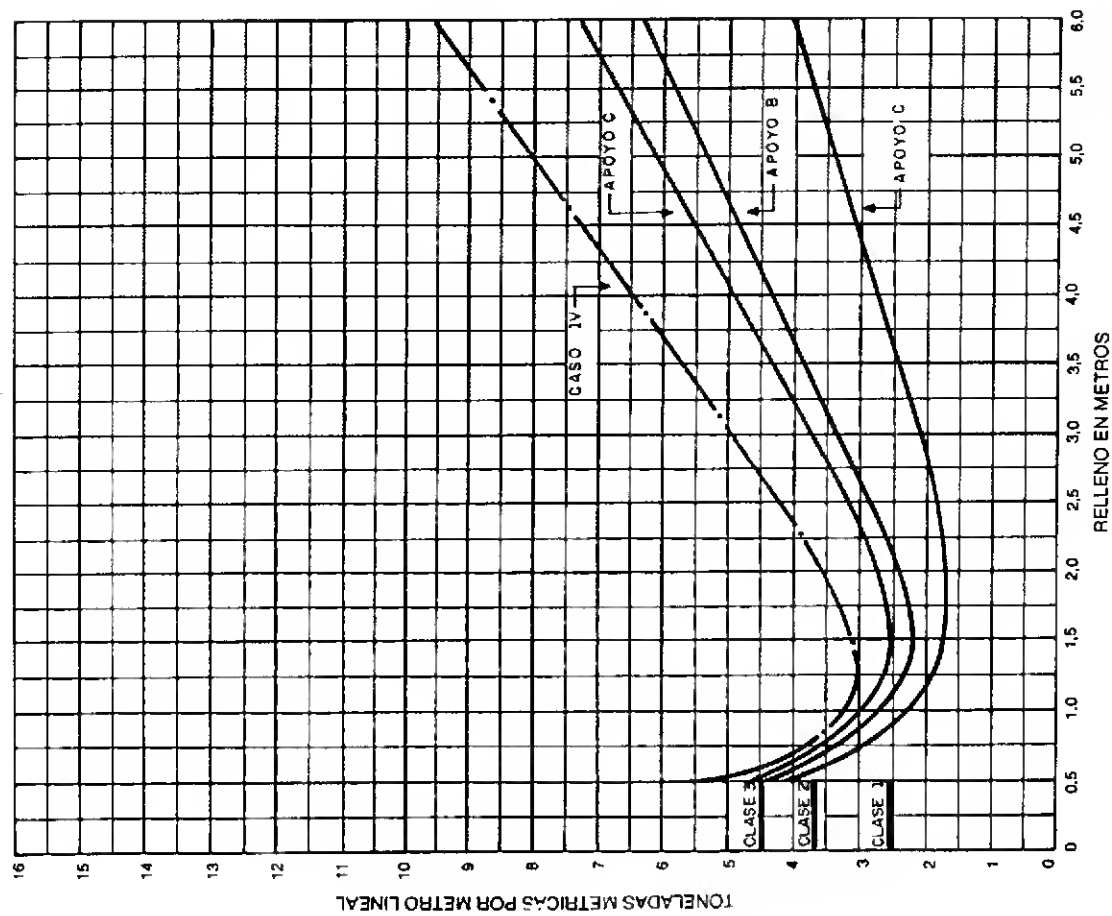


$B_c = 0.46 \text{ m}$

CARGAS
 $W = 2,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

Fig. VI-53—Abacos para tubos en proyección positiva 350 mm.

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 380 mm (15")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA



$B_c = 0.50 \text{ m}$

CARGAS
 $W = 2,000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

Fig. VI-54—Abacos para tubos en proyección positiva 380 mm (15").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 400 mm
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

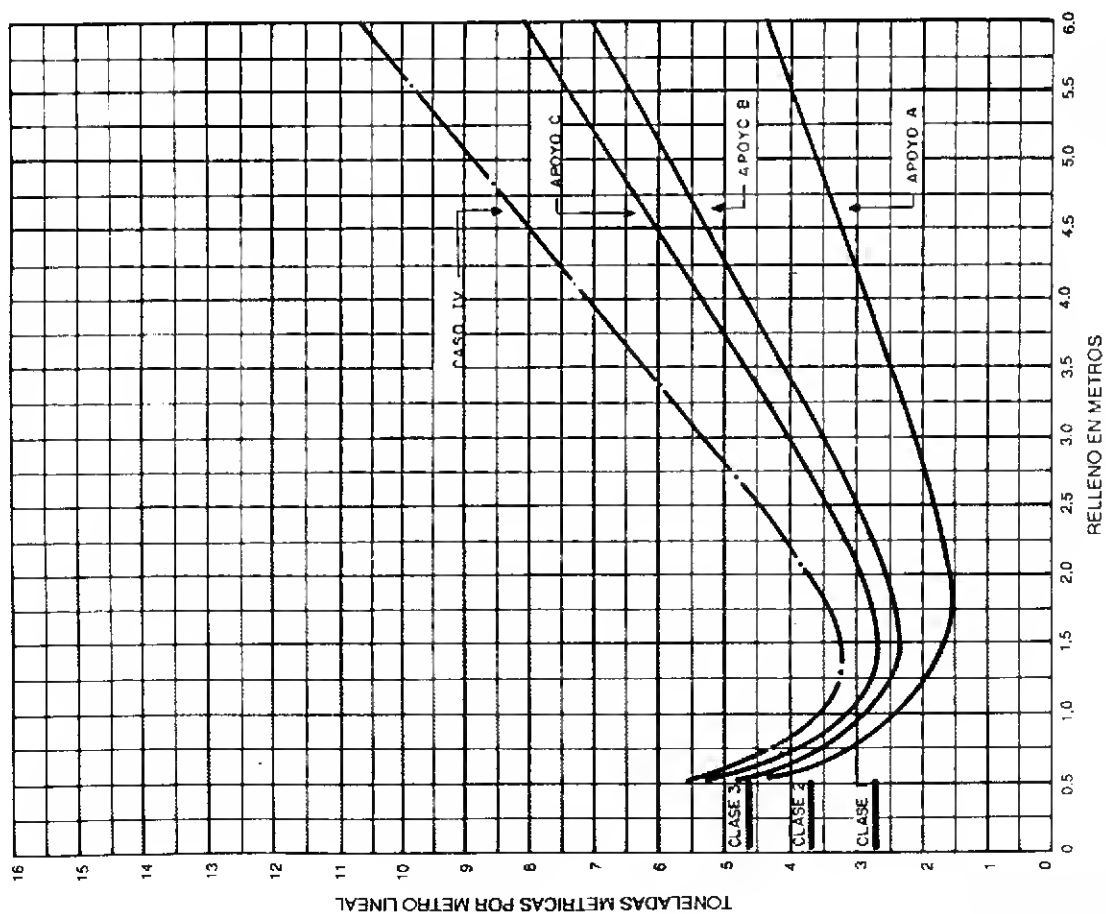


Fig. VI-55—Abacos para tubos en proyección positiva 400 mm.

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 450 mm (18")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

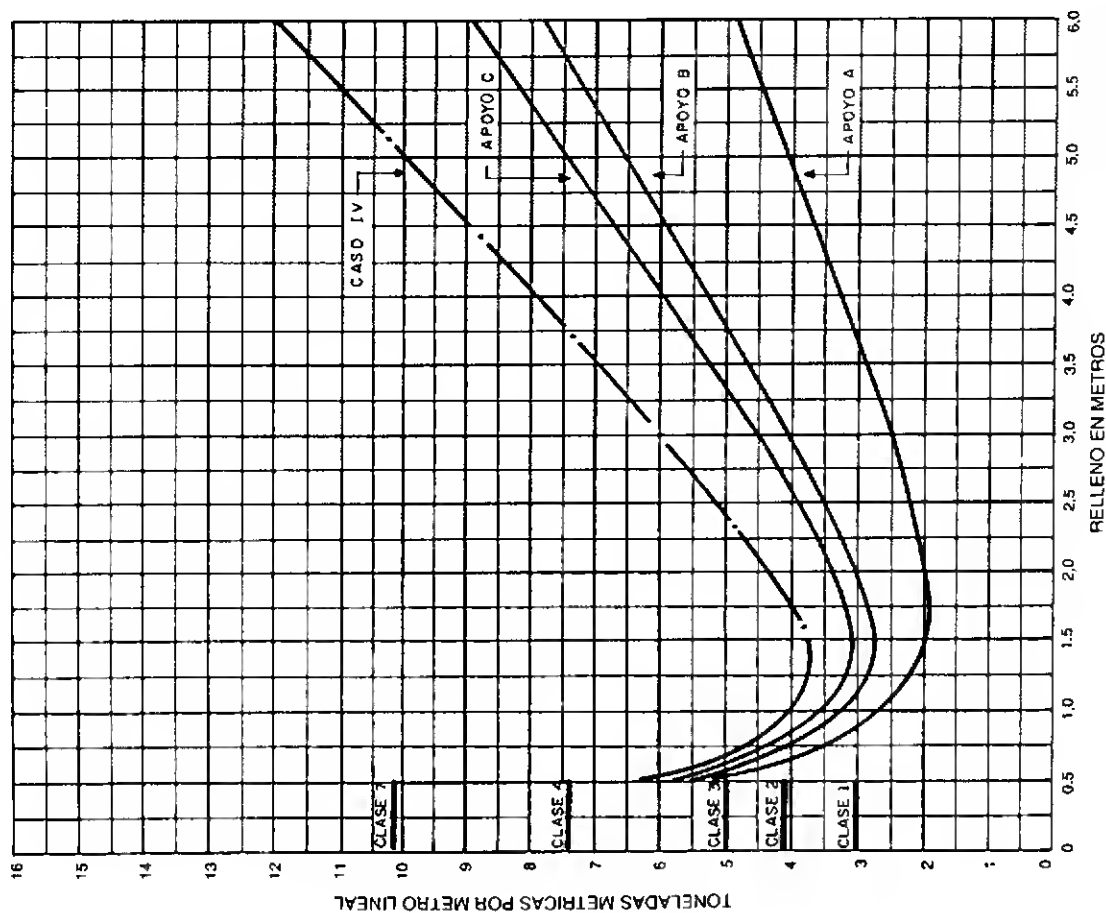


Fig. VI-56—Abacos para tubos en proyección positiva 450 mm (18").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 500 mm (21")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

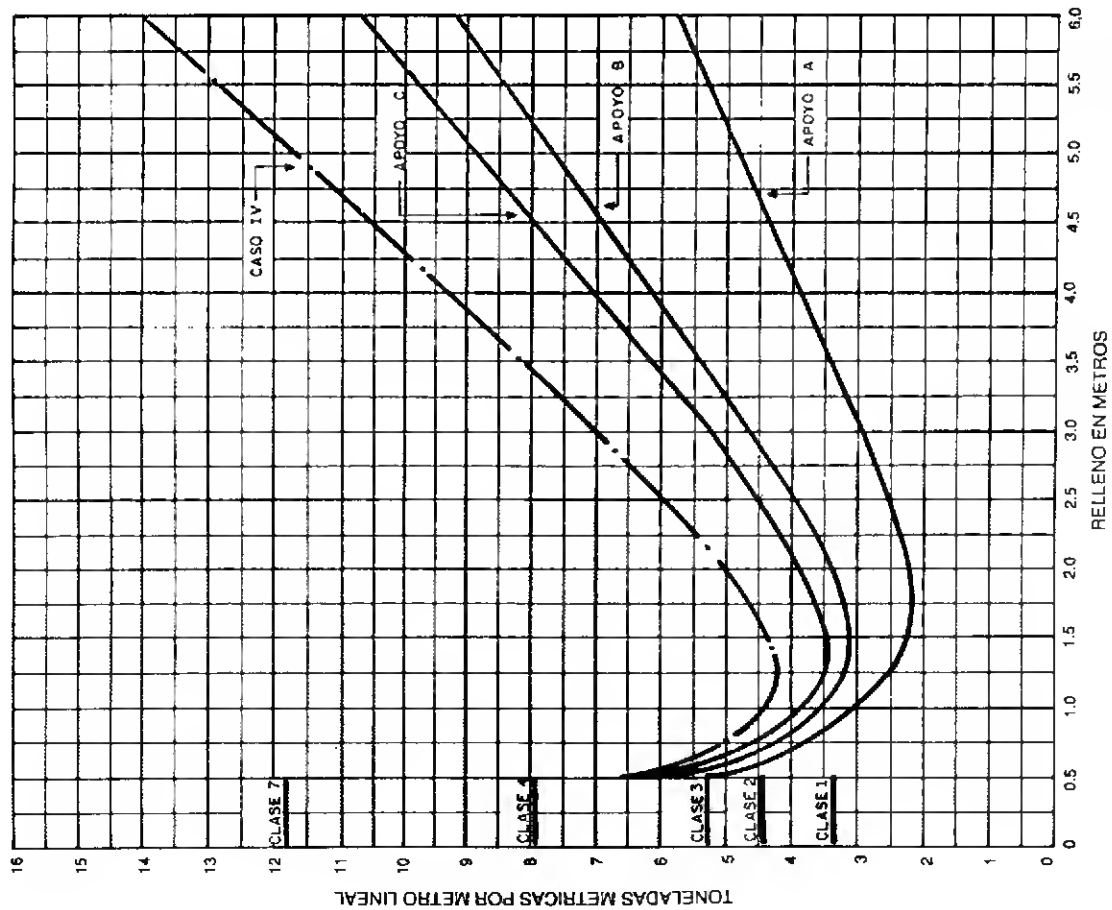


Fig. VI-57—Abacos para tubos en proyección positiva 500 mm (21").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 600 mm (24")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

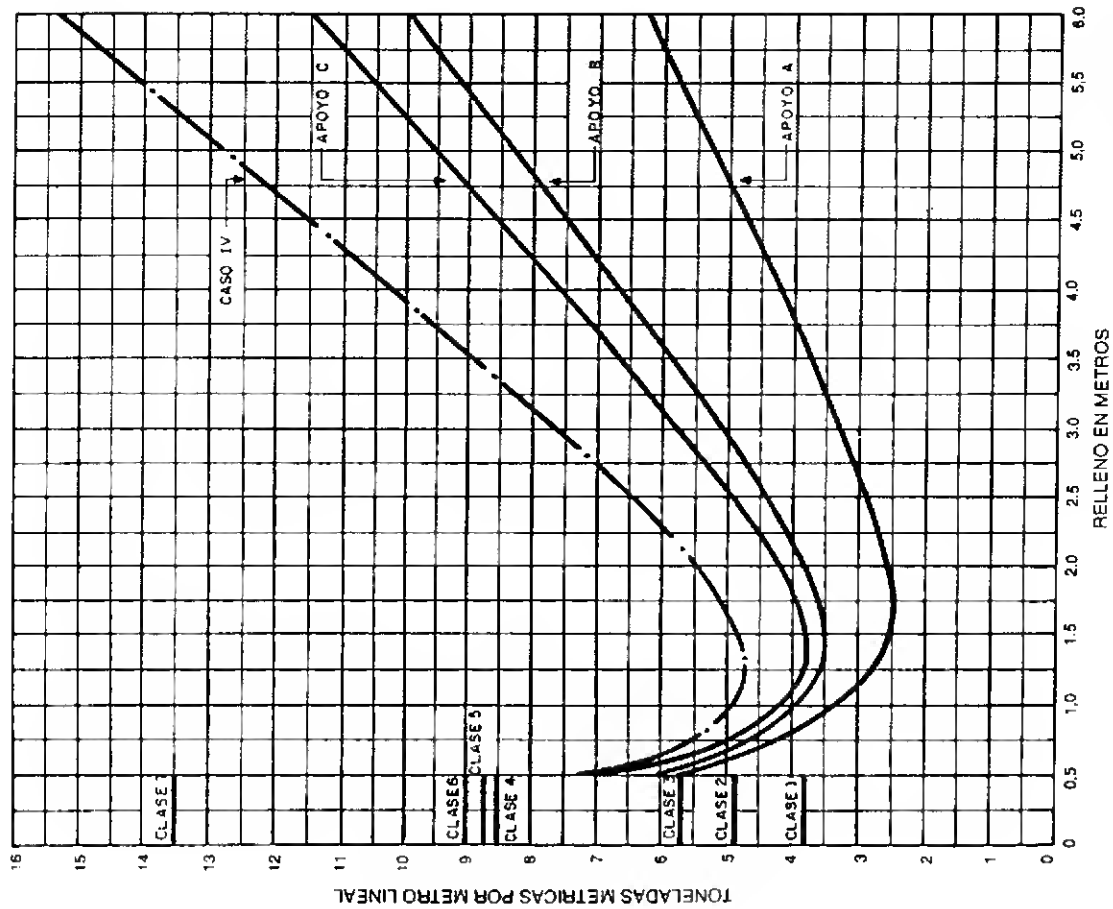


Fig. VI-58—Abacos para tubos en proyección positiva 600 mm (24").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 700 mm (27")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

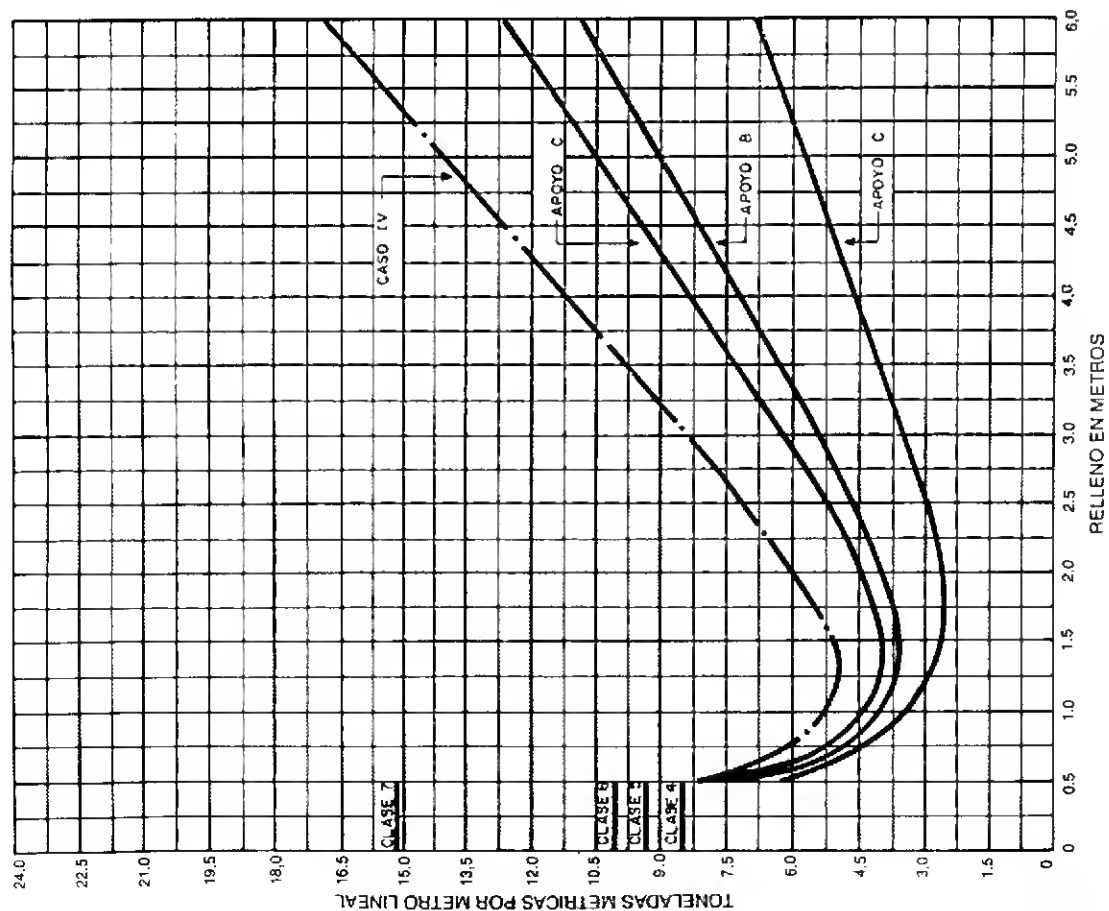


Fig. VI-59—Abacos para tubos en proyección positiva 700 mm (27").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 750 mm (30")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

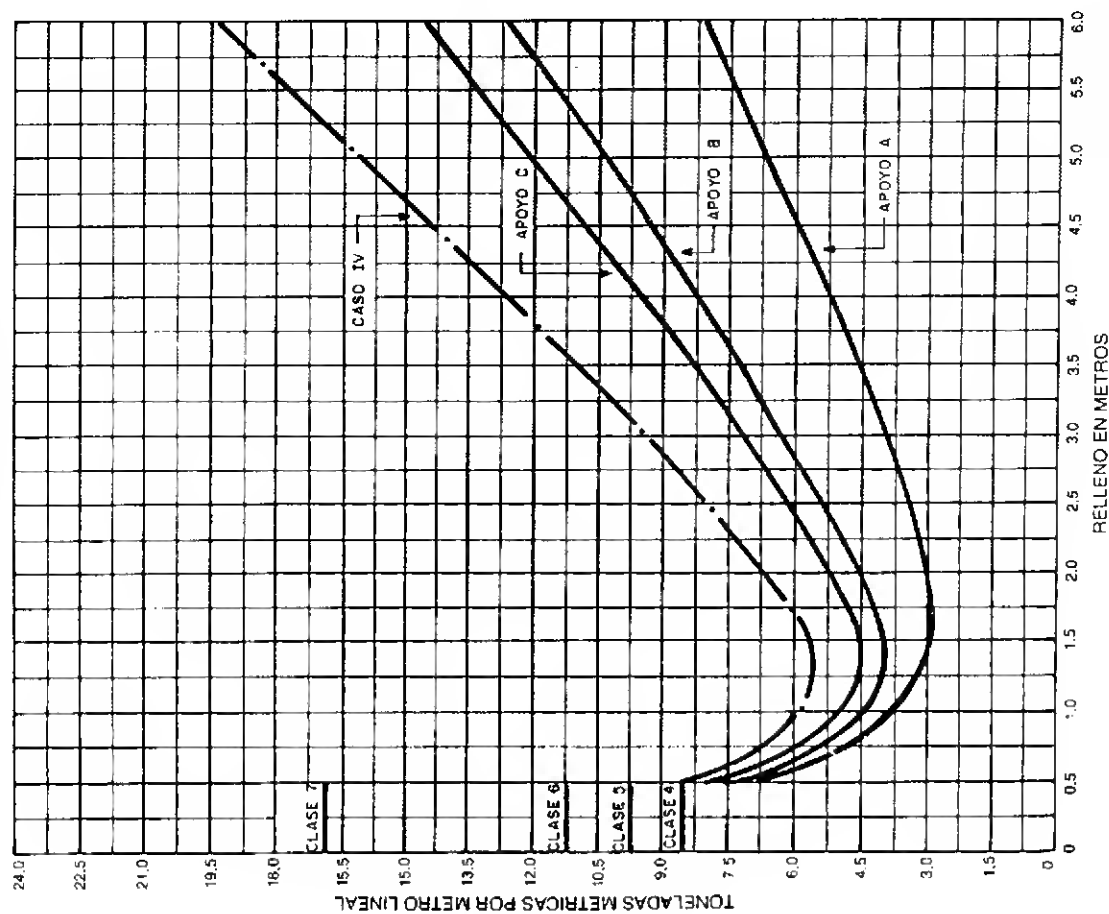


Fig. VI-60—Abacos para tubos en proyección positiva 750 mm (30").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 800 mm (33")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

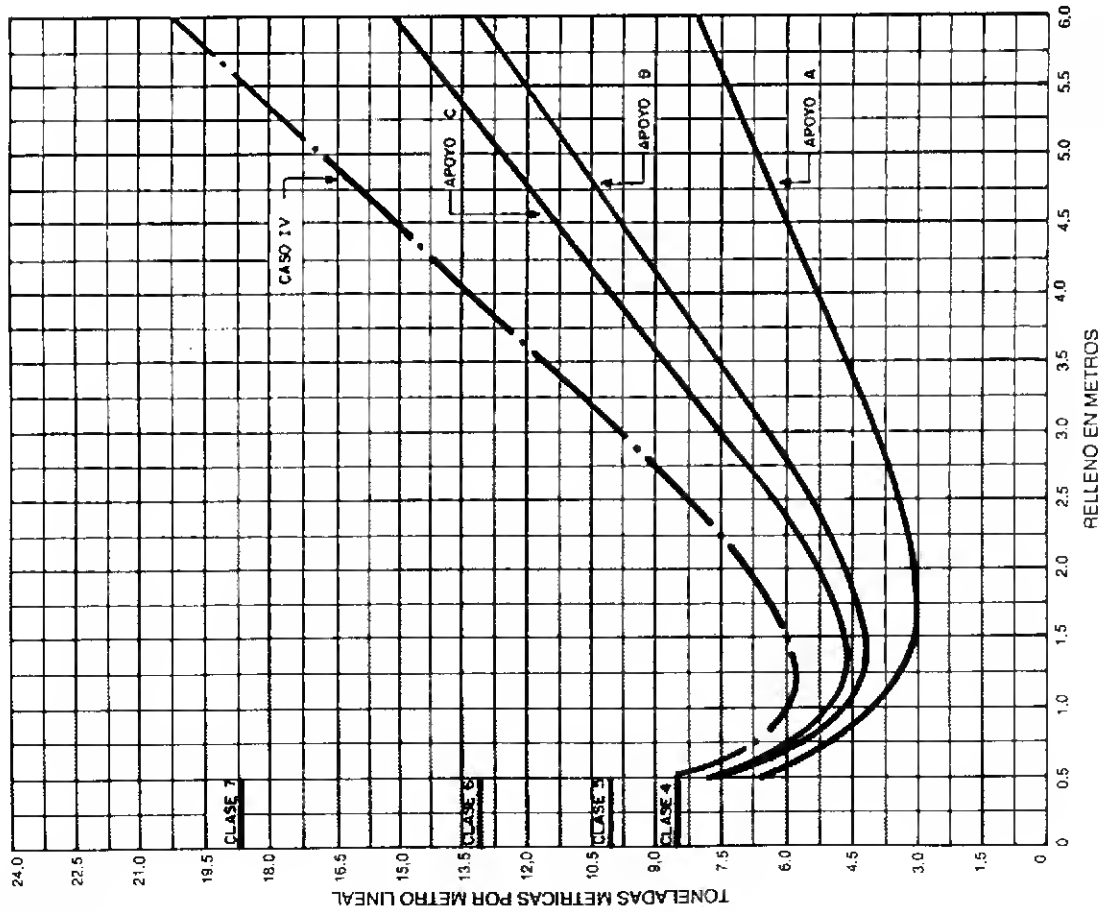


Fig. VI-61—Abacos para tubos en proyección positiva 800 mm (33").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 900 mm (36")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

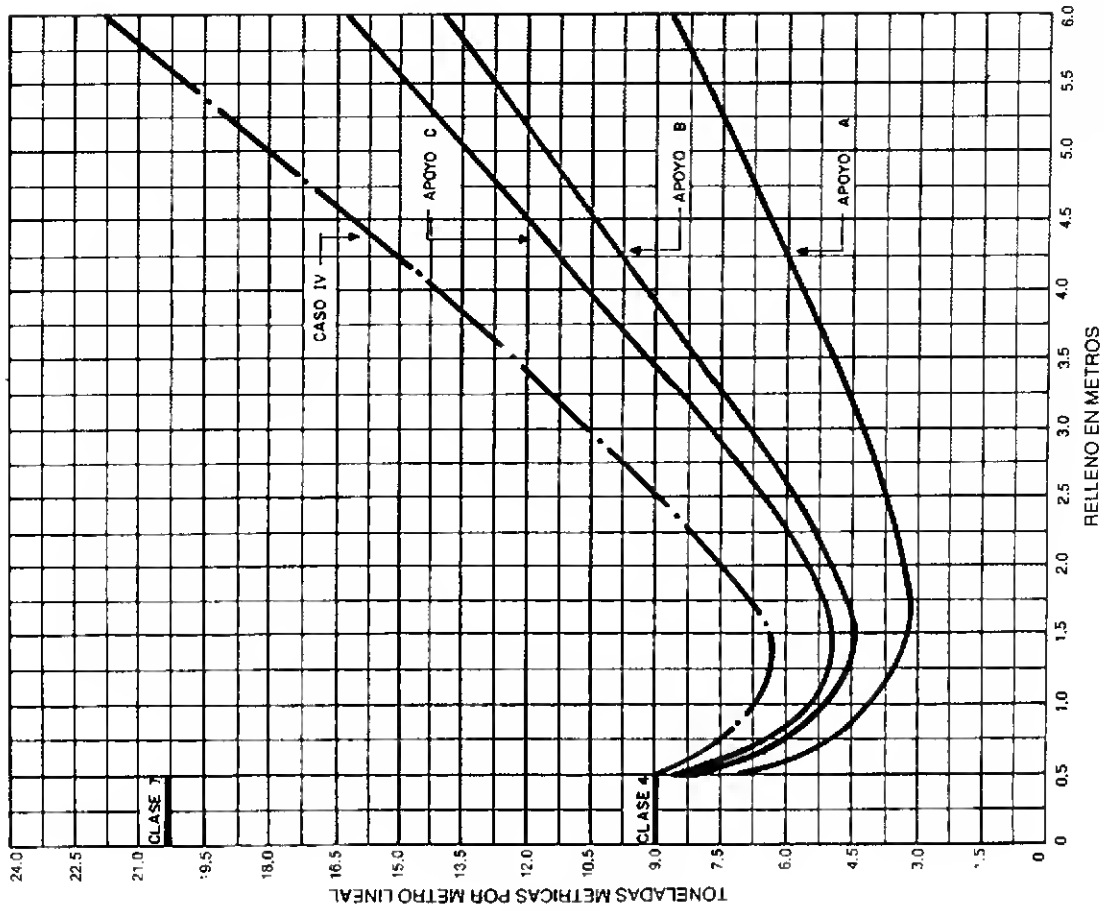


Fig. VI-62—Abacos para tubos en proyección positiva 900 mm (36").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 Ø 1.050 mm (42")
 CARGA MUERTA - CARGA VIVA

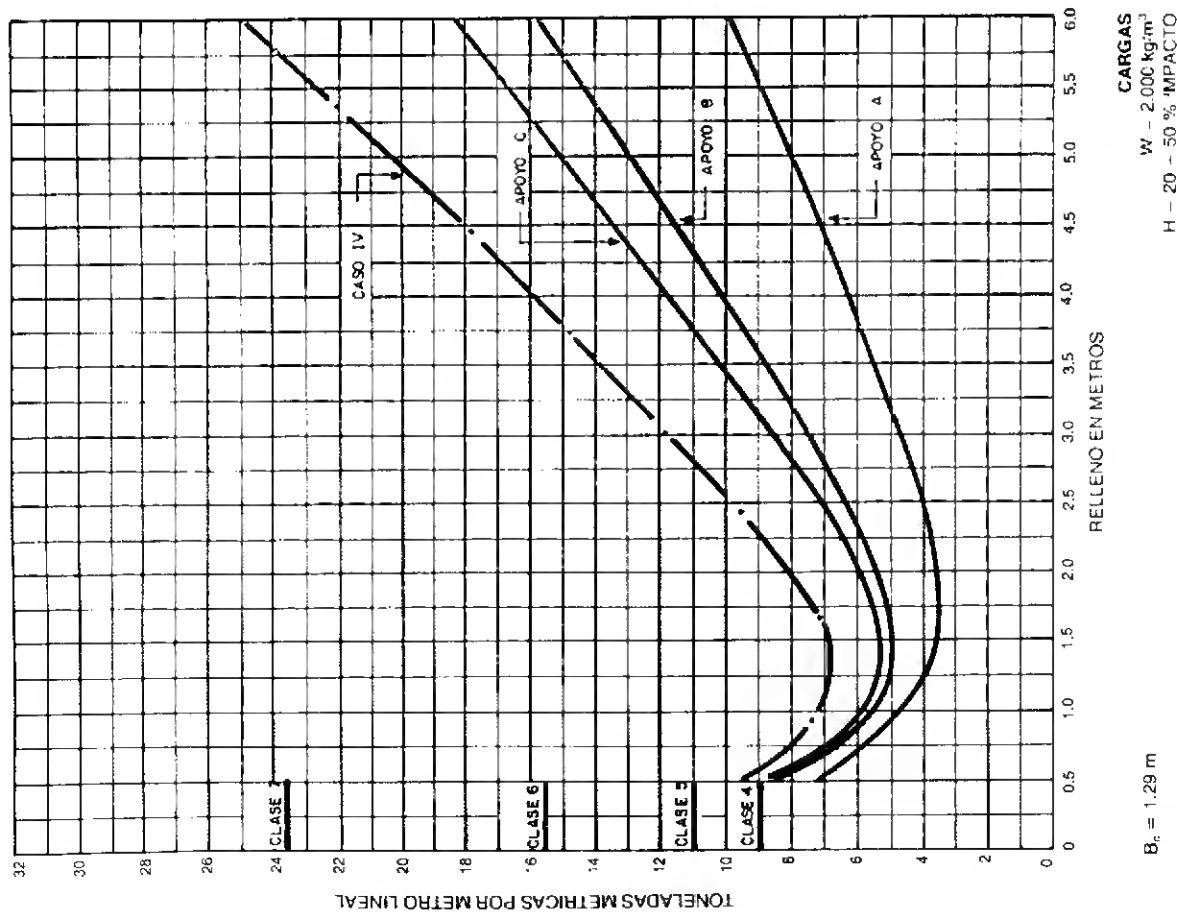


Fig. VI-63—Abacos para tubos en proyección positiva 1.050 mm (42").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 Ø 1.200 mm (48")
 CARGA MUERTA - CARGA VIVA

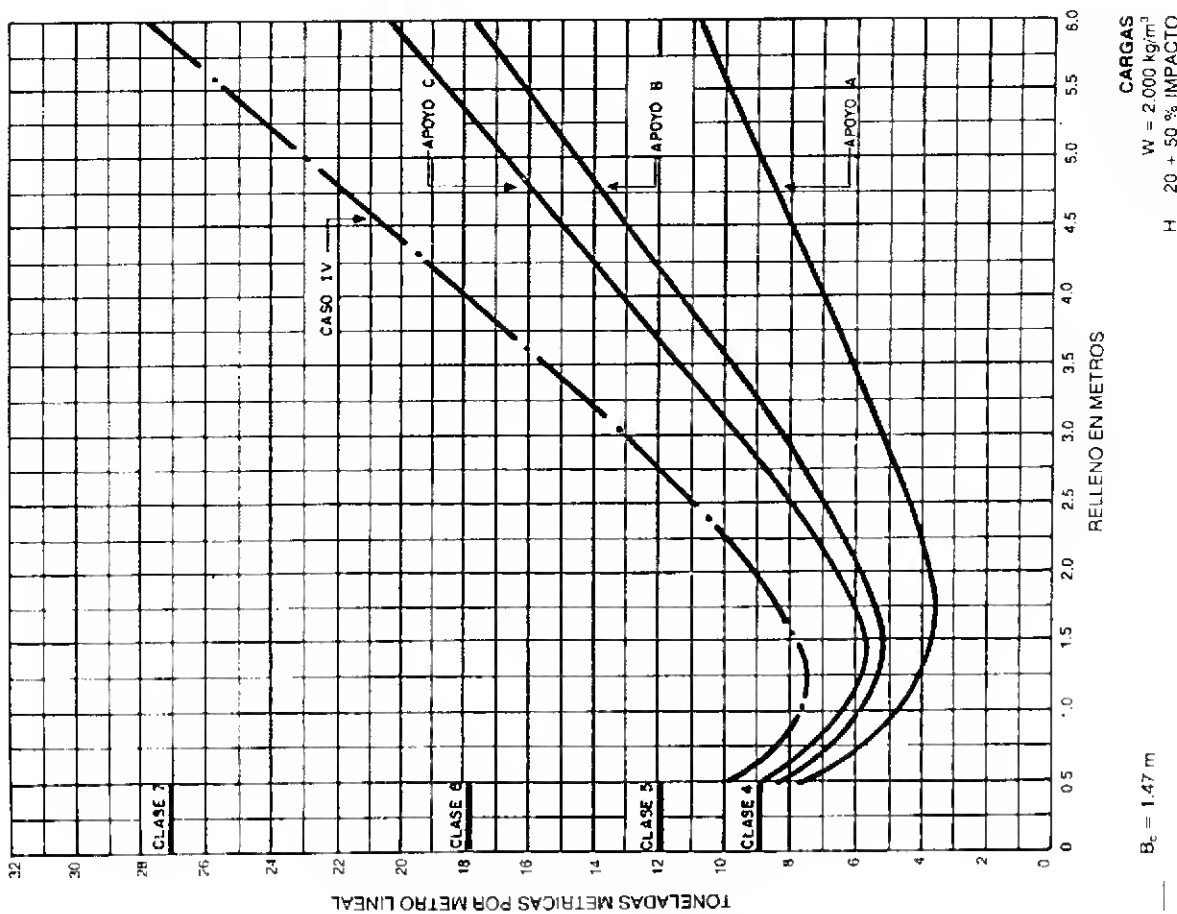


Fig. VI-64—Abacos para tubos en proyección positiva 1.200 mm (48").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 1.350 mm (54")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

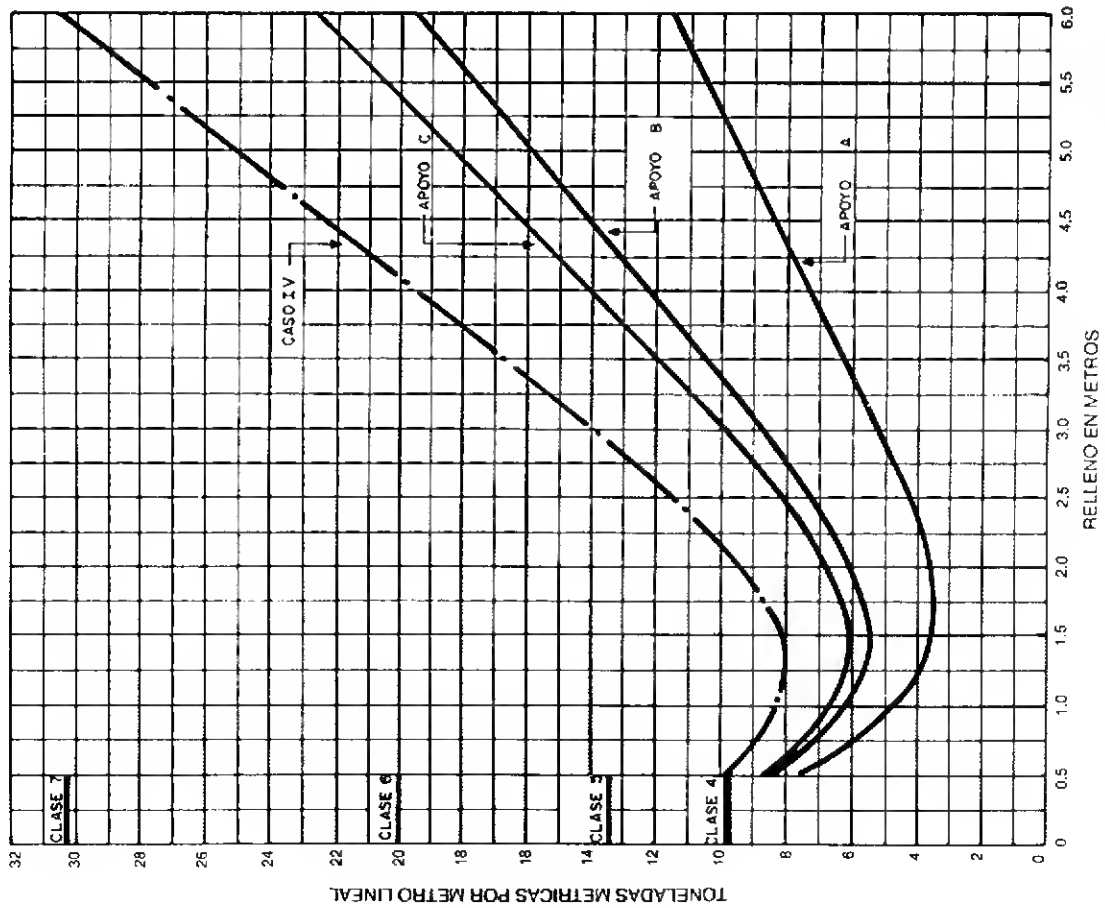


Fig. VI-65—Abacos para tubos en proyección positiva 1.350 mm (54").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 1.500 mm (60")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

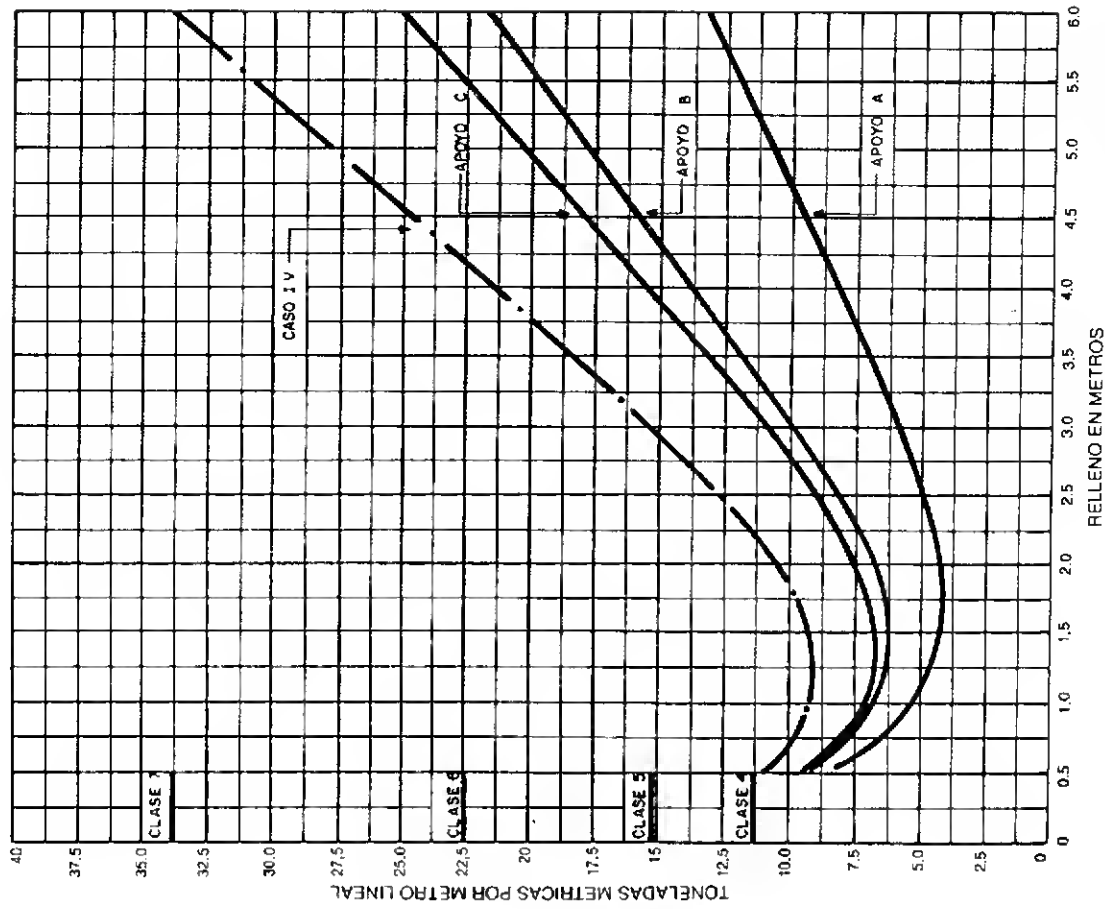


Fig. VI-66—Abacos para tubos en proyección positiva 1.500 mm (60").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 1.650 mm (66")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA



Fig. VI-67—Abacos para tubos en proyección positiva 1.650 mm (66").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 1.800 mm (72")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

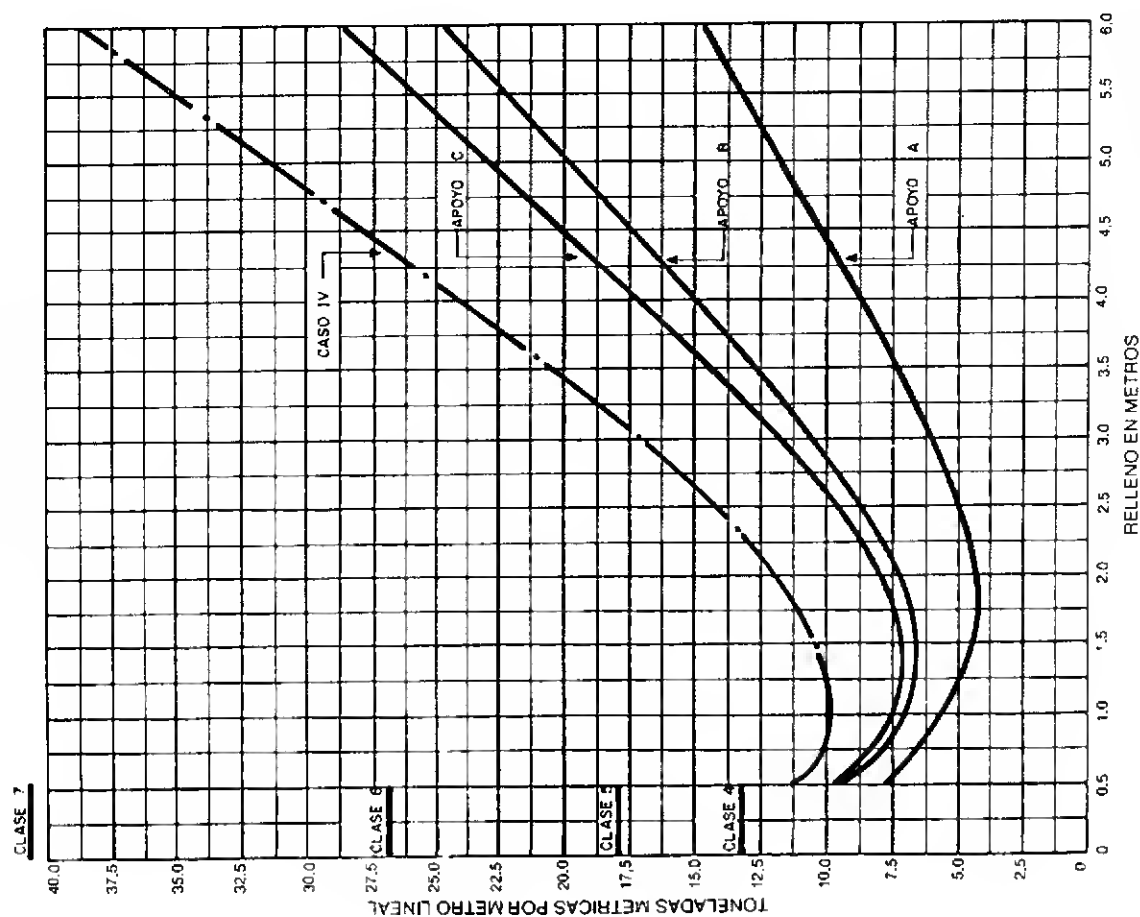


Fig. VI-68—Abacos para tubos en proyección positiva 1.800 mm (72").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 1.950 mm (78")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

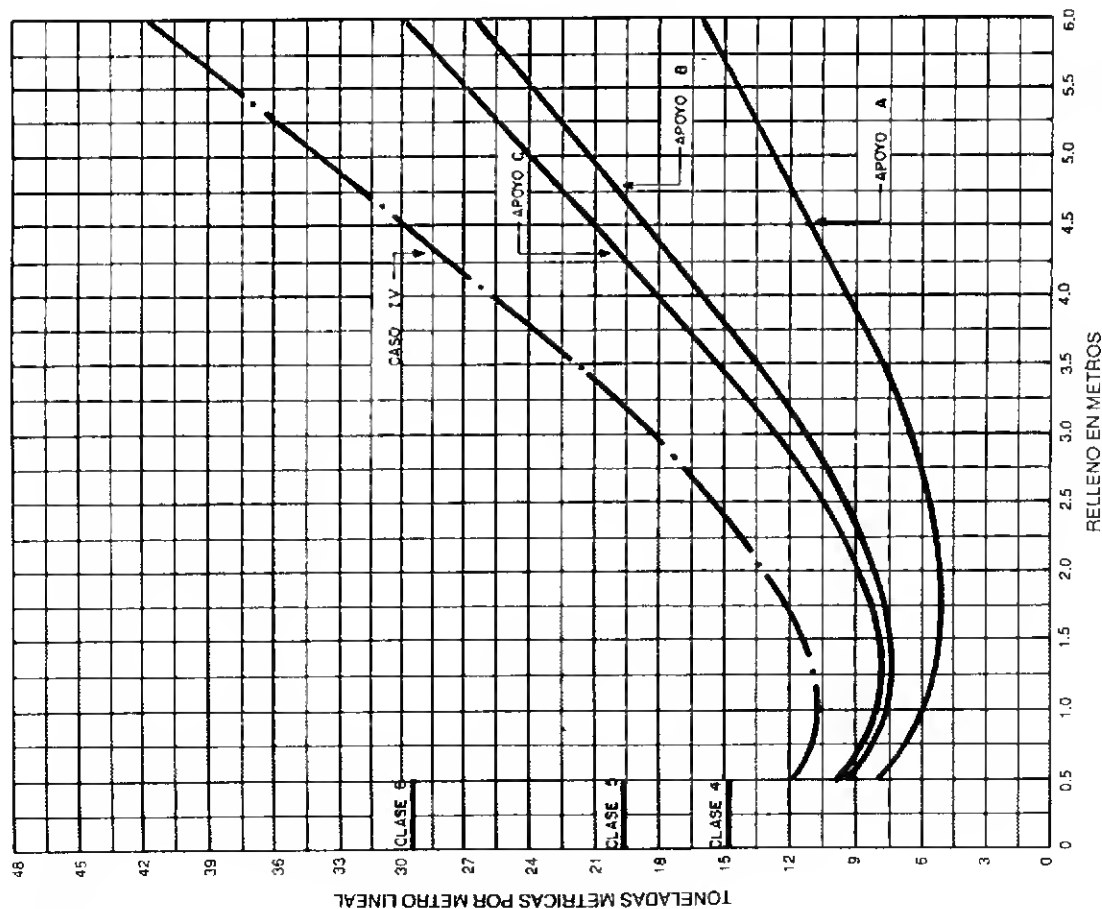


Fig. VI-69—Abacos para tubos en proyección positiva 1.950 mm (78").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 2.100 mm (84")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

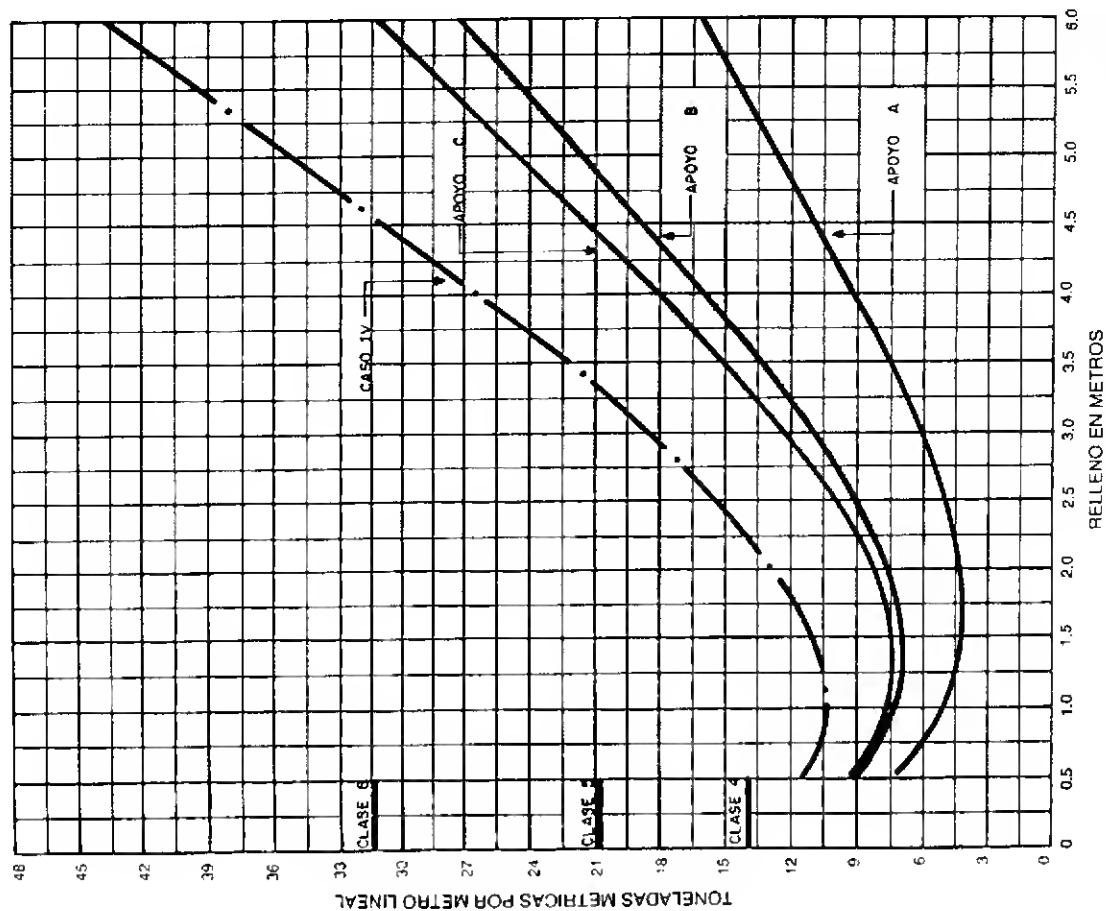
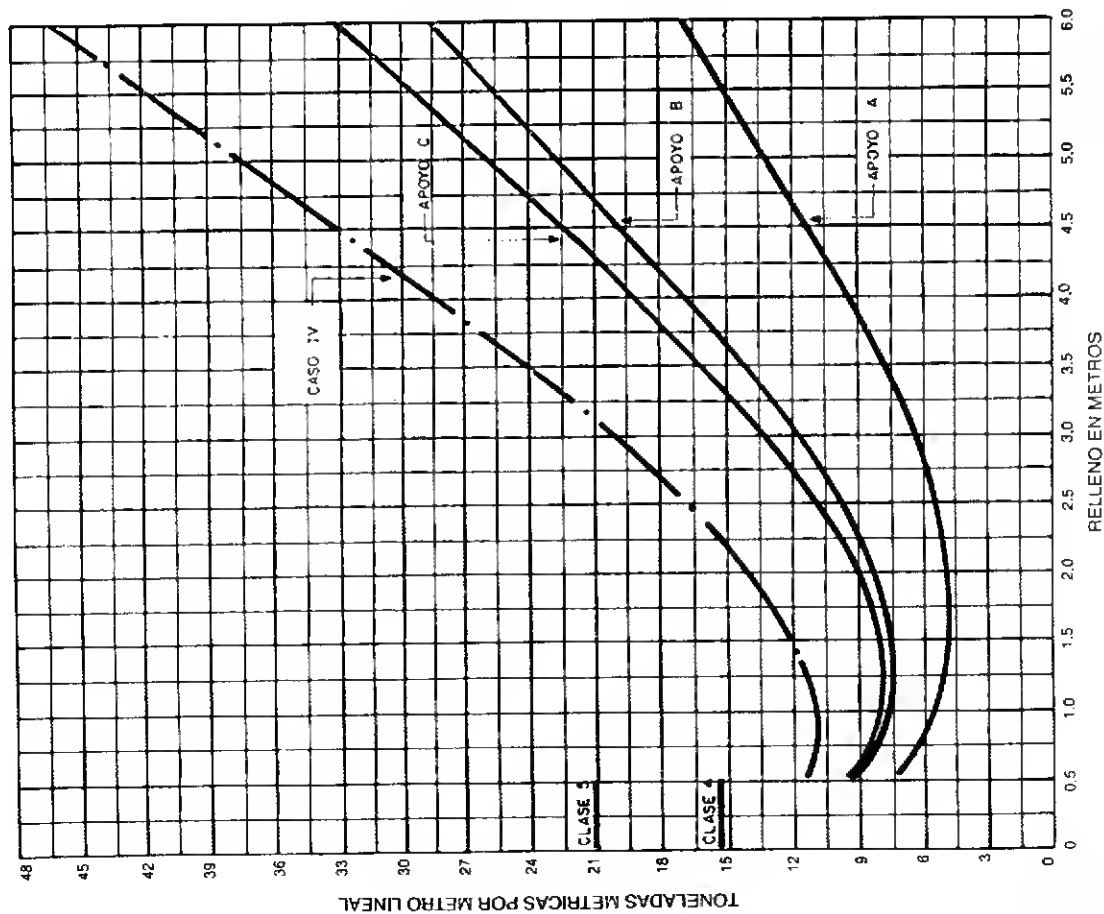


Fig. VI-70—Abacos para tubos en proyección positiva 2.100 mm (84").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 2.250 mm (90")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

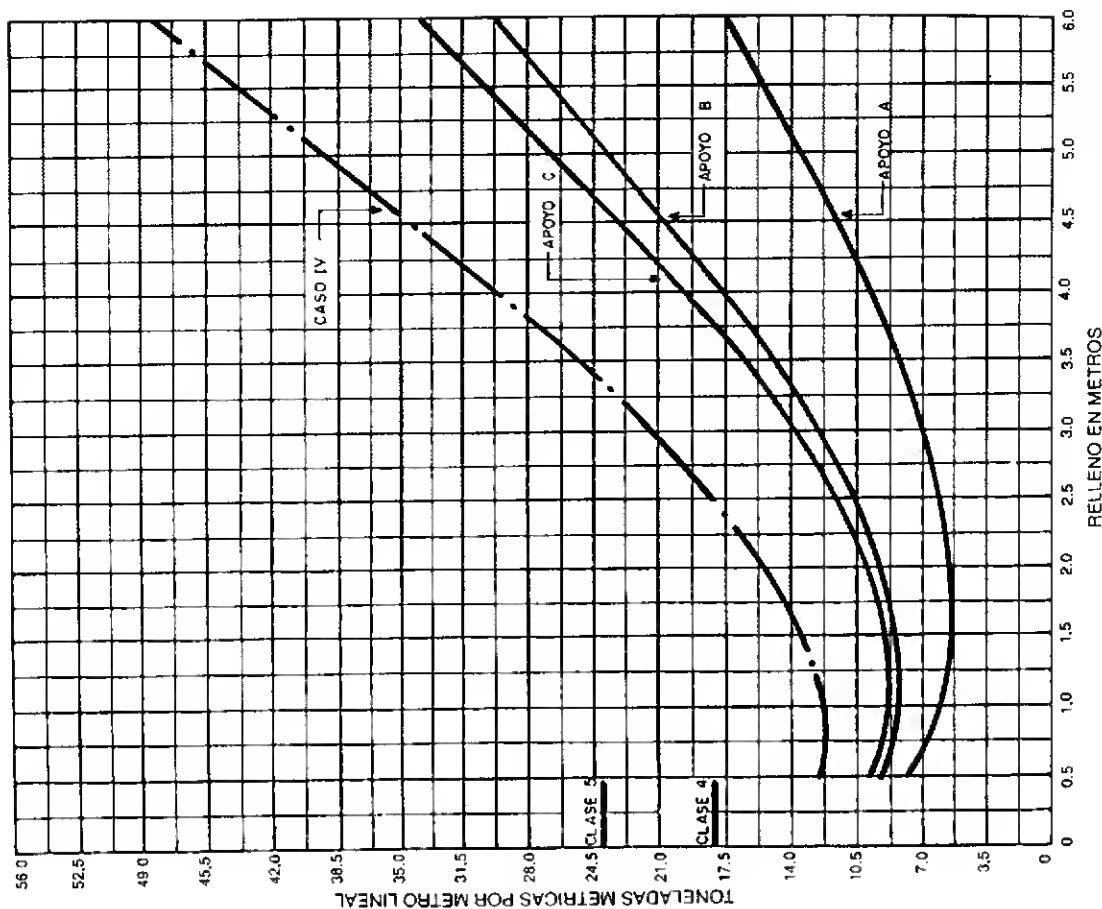


CARGAS
 $W = 2.000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

$B_c = 2.69 \text{ m}$

Fig. VI-71—Abacos para tubos en proyección positiva 2.250 mm (90").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 2.400 mm (96")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA



CARGAS
 $W = 2.000 \text{ kg/m}^3$
 $H = 20 + 50 \% \text{ IMPACTO}$

$B_c = 2.87 \text{ m}$

Fig. VI-72—Abacos para tubos en proyección positiva 2.400 mm (96").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 2 550 mm (102")
 CARGA MUERTA - CARGA VIVA

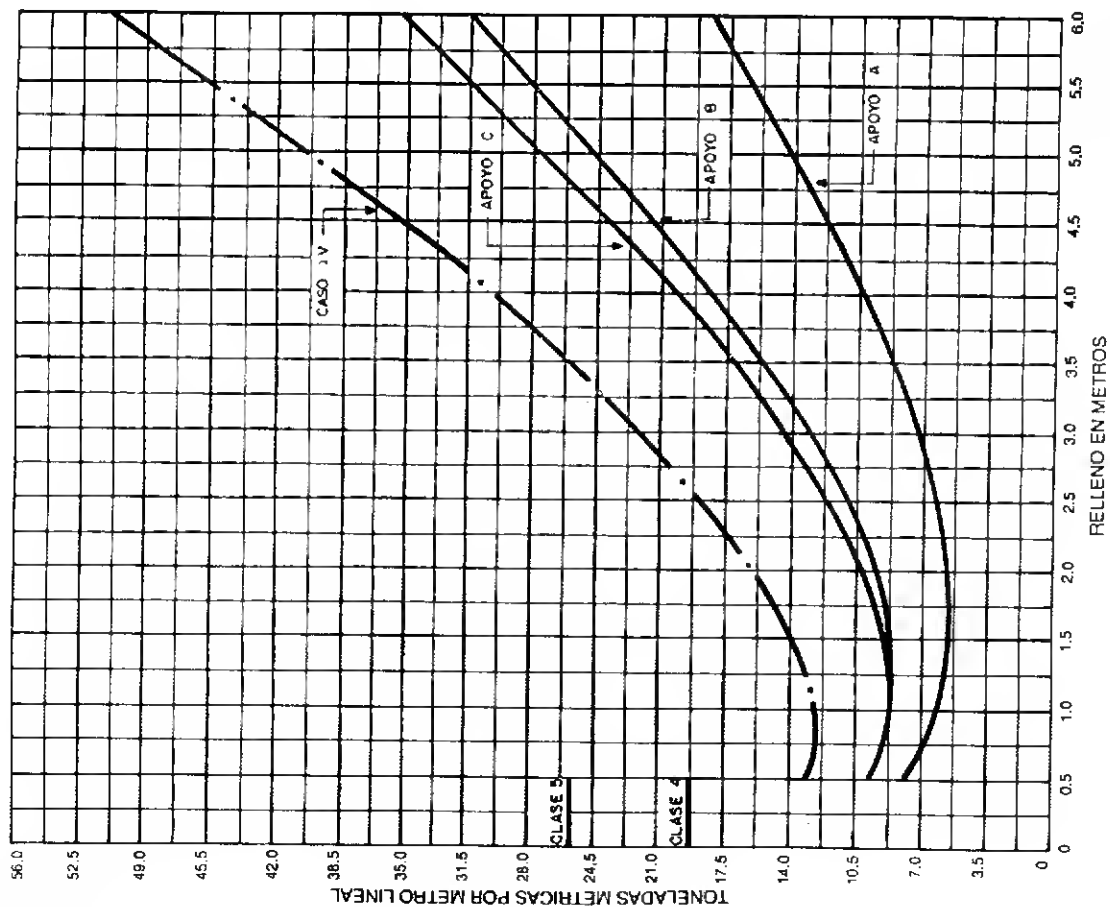


Fig. VI-73—Abacos para tubos en proyección positiva 2.550 mm (102").

ABACO PARA TUBOS EN PROYECCION POSITIVA
 \varnothing 2.700 mm (108")
 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

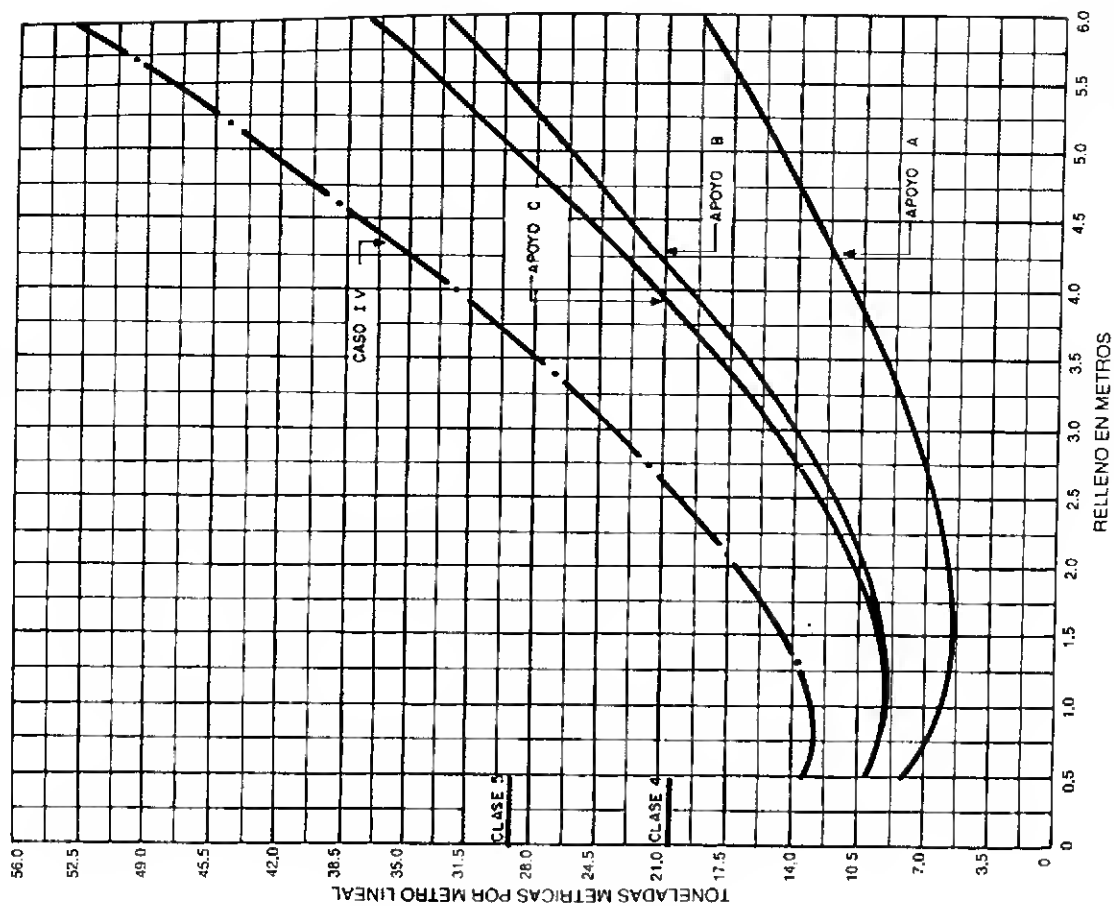


Fig. VI-74—Abacos para tubos en proyección positiva 2.700 mm (108").



Fig. VI-75. Colocación de tubería. La Yaguara, Caracas, Venezuela.

En la figura VI-37, que corresponde a $\varnothing = 900$ milímetros, tubos en zanja, se tiene que para relleno de 2.21 m al trazar línea vertical hasta cortar a la curva correspondiente al caso I, se lee en la escala



Fig. VI-76. Colocación de tubería en zanja y nivelación. La Yaguara, Caracas, Venezuela.

de las ordenadas el valor de 7,5 toneladas métricas por metro lineal, que es la carga máxima que soportaría por carga muerta más carga viva.

Ejemplo

Determinar la carga máxima para el mismo caso anterior pero suponiendo que la zanja requiere enti-

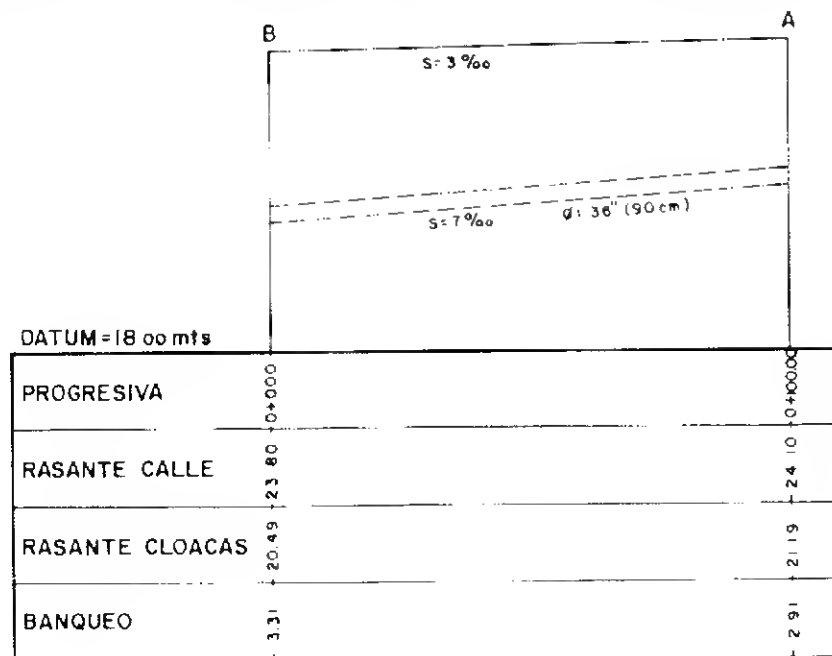


Fig. VI-77. Perfil de tramo de colector.

Ø 900 mm (36")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

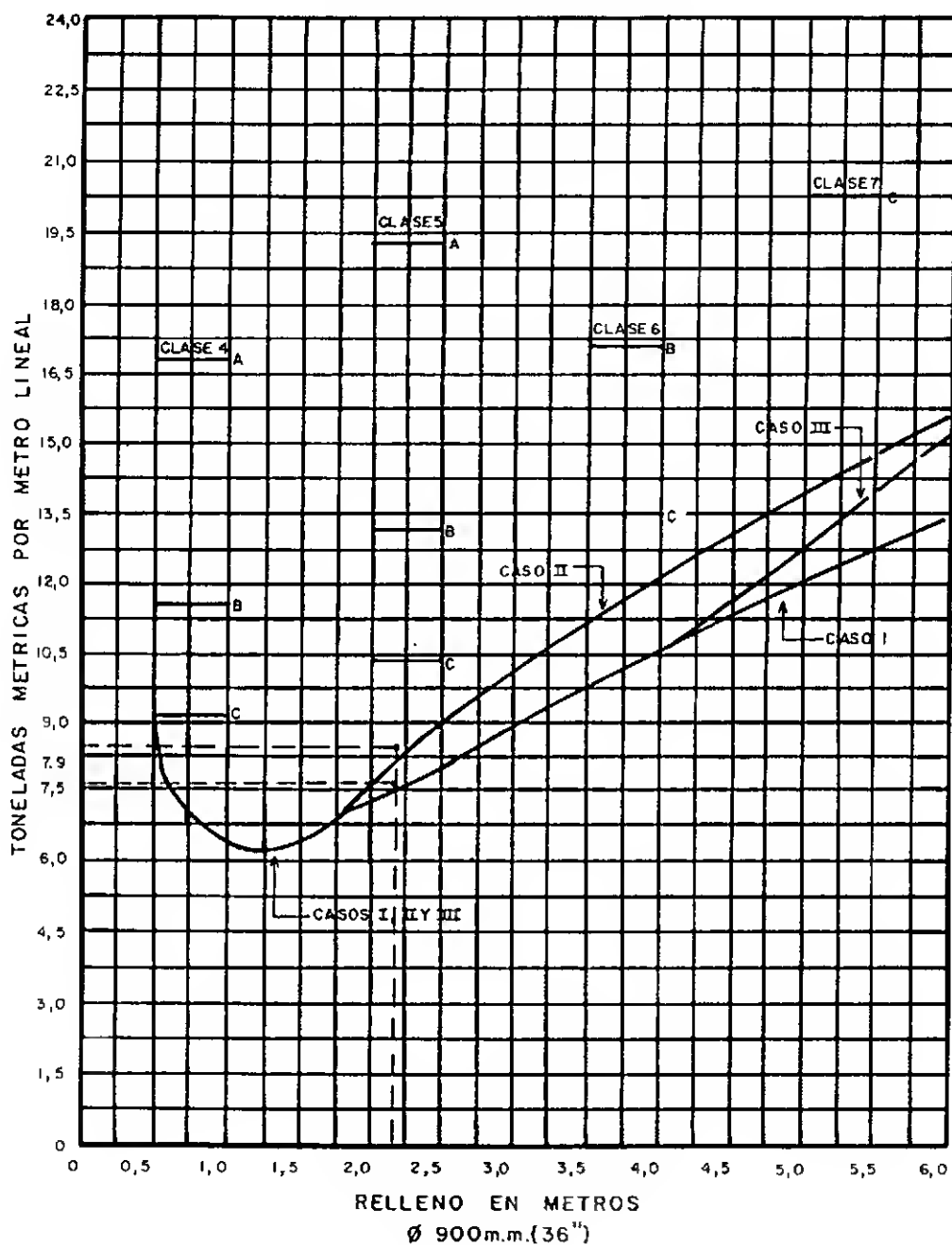


Fig. VI-78.—Carga sobre la tubería de concreto (Ø 900 mm).

bado, por las condiciones inestables del suelo.

de abscisa 2,21, se obtiene sobre la ordenada el valor 7,9 toneladas métricas/ml de tubería.

Solución

Para el caso de zanja con entibado corresponde la curva denominada caso II. Luego interceptando dicha curva con la línea vertical elevada en el punto

Ejemplo

Determinar las cargas máximas que soporta un colector de concreto Ø=300 mm (12") y las clases de tubería y tipos de apoyos correspondientes, de-

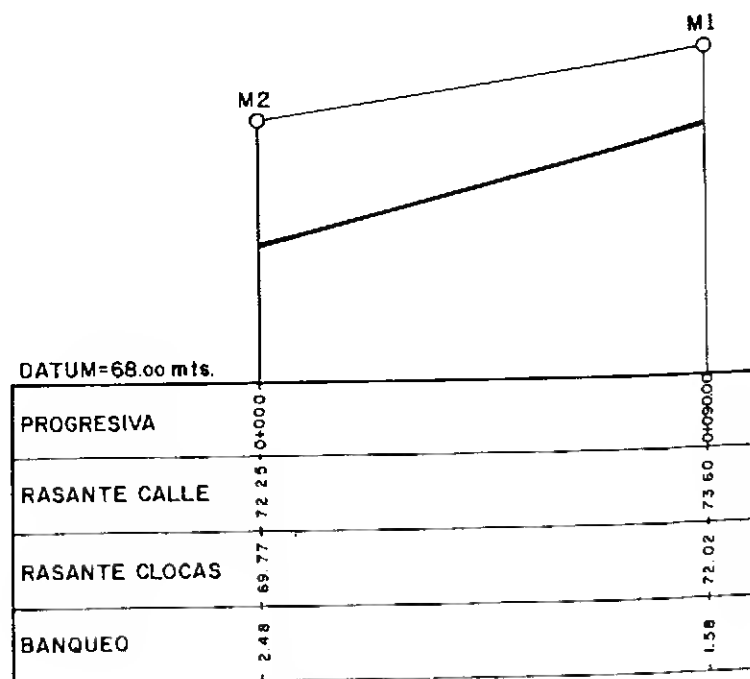


Fig. VI-79.—Perfil del tramo de colector.

terminadas por la resistencia de los colectores comerciales existentes, si va colocado en zanja sin entibado a las profundidades indicadas en la figura.

Solución

De acuerdo a la figura VI-27, habria tres alternativas de solución con tubería de diferentes clases.

Ø	Tuberías	Espesor cm	Largo útil (m)	Peso kg	Precio Bs/ml
	Clase C-1	2,8	1,22	89	35,70
300	Clase C-2	3,5	1,22	104	41,80
mm	Clase C-3	5,1	1,22	156	51,00

A fin de utilizar el ábaco de la figura VI-27 ($\varnothing = 300$ mm) determinamos el relleno sobre el lomo del tubo para los tres casos planteados.

Tubería para clase C-1

Relleno máx. = $2,48 - 0,30 - 2 \times 0,028 = 2,12$ m.

Relleno mín. = $1,58 - 0,30 - 2 \times 0,028 = 1,22$ m.

Con estos valores de relleno 2,12 y 1,22, cortamos a la curva correspondiente al caso I, y leemos sobre la ordenada 2,90 ton/ml y 2,60 ton/ml respec-

tivamente, como cargas actuantes (carga muerta más carga viva).

Para esta clase de tubería, no podrá usarse apoyo clase C, puesto que su resistencia es inferior a las cargas actuantes, ya que la línea horizontal C que define tal apoyo no corta a la curva. La condición de carga de 2,60 ton/ml en el extremo A permitiría usar esta clase de tubería con apoyo tipo B, pero resulta ineficaz para la carga de 2,90 ton/ml obtenido en (M2) (Prolongación de la horizontal que define dicho apoyo está por debajo del punto de relleno

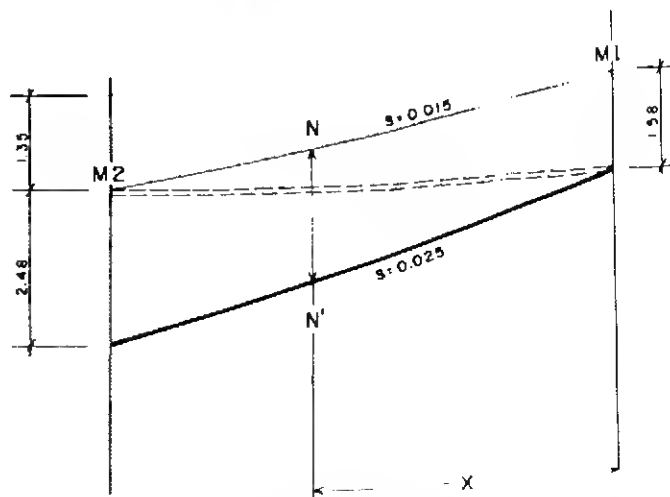


Fig. VI-80.—Solución económica aprovechando los límites de aplicación de cada clase.

Ø 300 mm (12")

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

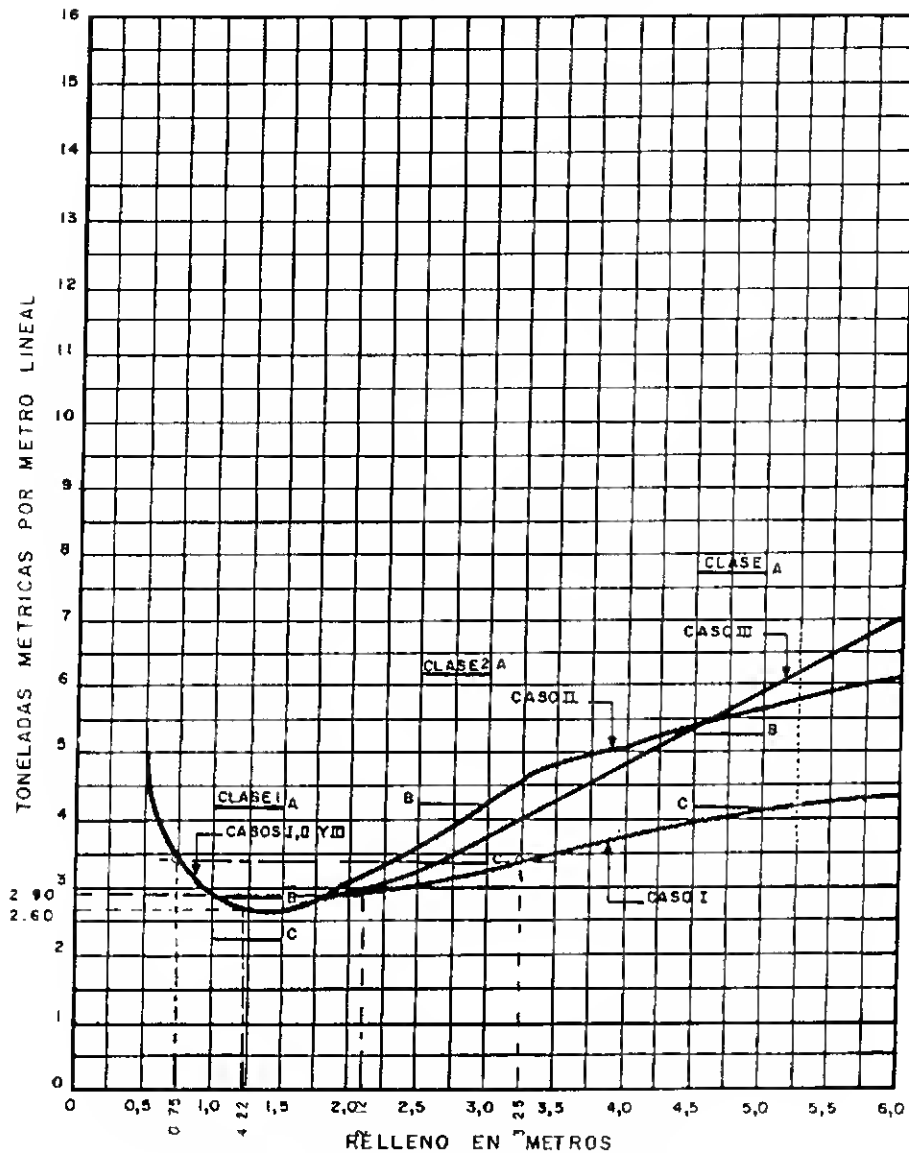


Fig. VI-81.—Colocación de tubería en zanja sin entibado. San Juan de Los Morros, Edo. Guárico, Venezuela (Foto).

correspondiente a 2,90). En estas condiciones podríamos utilizar sólo apoyo tipo A, con tubería clase I.

Tubería clase C-2

Puede utilizarse en todo el tramo, tubería clase C-2, con apoyo tipo C, ya que la prolongación de la recta que define la resistencia estructural de esta tubería con apoyo tipo C, es superior a la carga actuante (corta a la curva en los límites 0,75 y 3,25 m de relleno).

Tubería clase C-3

Se descarta esta solución, ya que aunque evidentemente es satisfactoria, tendrá un costo mayor que la anterior.

Otra posible alternativa de solución sería mediante la utilización de tubería clase C-1 (que es la más económica) hasta donde lo permita su resistencia estructural con apoyo tipo B, y a partir de allí utilizar tubería clase C-2, con igual tipo de apoyo.

Para determinar el límite de aplicación de la tubería clase C-1 con apoyo tipo B, prolongamos la



Fig. VI-82.—Tubería con envoltura completa de concreto (Base y riñón).
Marginal río Turbio. Barquisimeto, Edo. Lara (Foto).

recta que define esta condición, la cual corta a la curva del caso I en los puntos de relleno $r_1 = 1$ m y $r_2 = 1,90$ m, luego por relación de triángulos se tiene:

Determinando la distancia X , desde la boca de visita M1 a la progresiva N, donde se asume una altura de relleno de 1,90 m, límite máximo de la tubería clase I con apoyo B, se tiene:

$$NN' = (1,58 - 0,015 X) + (1,58 - 0,015 \times 90) + 0,025 X = 1,90$$

$$1,90 = 1,58 - 0,015 X + 0,23 + 0,025 X$$

$$X = \frac{1,90 - 1,58 - 0,23}{0,025 - 0,015} = 9 \text{ m}$$

luego la tubería clase C1 sólo se podría usar en 9 m de longitud del tramo M1-M2, por lo cual no se justifica tal solución.

Un análisis económico de las dos posibles soluciones a adoptar: tubería clase C-1 con apoyo tipo A o tubería clase 2 con apoyo tipo B, deberá incluir costos de la tubería, costos de transporte (peso), excavación, conformación de la zanja, colocación y relleno, y el costo del volumen de concreto requerido para el caso del apoyo tipo A, lo cual seguramente será determinante para descartar esta última alternativa como solución económica.



Fig. VI-83.—Tubería con envoltura completa de concreto. Barquisimeto, Edo. Lara (Foto).

Estaciones de bombeo y líneas de conducción

Estaciones de bombeo de aguas negras.
Dispositivos y accesorios.
Equipos: bombas y motores.
Pozo recolector. Pozo húmedo. Capacidad.
Selección del equipo de bombeo.
Curvas del sistema.
La edificación y apariencia externa.
Líneas de bombeo de aguas negras. Caudal de diseño.
Características de las tuberías. Accesorios.
Ejemplo.

Bajo ciertas condiciones, se hace indispensable diseñar estaciones de bombeo para extraer las aguas servidas de un determinado sector, el cual no puede ser drenado por gravedad. Tratándose de aguas servidas, debe darse consideración especial a la ubicación, apariencia externa y características de las estaciones y equipos que minimicen los inconvenientes que las aguas negras provocan al sistema.

En todo caso, un completo estudio económico debe ser hecho, a fin de contemplar posibles alternativas de diseño por gravedad, aún a costos iniciales significativamente mayores. Pero aún así, se presentan situaciones que desde el punto de vista técnico son insalvables y que determinan sea imprescindible diseñar una estación recolectora, para desde allí bombear las aguas negras a un colector de la red cloacal.

El diseño de la estación de bombeo de aguas negras comprenderá:

- Los accesorios o dispositivos necesarios para el acondicionamiento del líquido cloacal, previo a su bombeo.
- Los equipos requeridos (bomba y motores).
- El diseño del pozo recolector y los accesorios complementarios.
- La edificación y su apariencia externa.

Dispositivos y accesorios

Las aguas negras o servidas ordinariamente contienen materias en suspensión como papeles, vidrios, hojas, grasas, latas y en ocasiones objetos metálicos de tamaño relativamente considerable, por lo cual es siempre conveniente proyectar elementos estructurales que acondicionen el líquido cloacal para su bombeo, de forma tal que evite daños a los equipos.

1. Rejillas: La utilización de rejillas, para la retención de materias sólidas que puedan obstruir o dañar los equipos de bombeo, debe ser considerada en el diseño de la estación recolectora.

Estas rejillas colocadas a la entrada del pozo recolector, deben ser ubicadas convenientemente, de modo de permitir su limpieza.

El espaciamiento entre barras, depende principalmente del tipo de limpieza; en caso de limpieza manual se recomienda la utilización de rejillas con barras espaciadas, aproximadamente 4 cm; en caso de limpieza mecánica puede admitirse separación menor entre barras, dependiendo del tipo de dispositivo de limpieza, pero generalmente se admiten separaciones de 2,5 cm entre barras (Fig. VII-1).

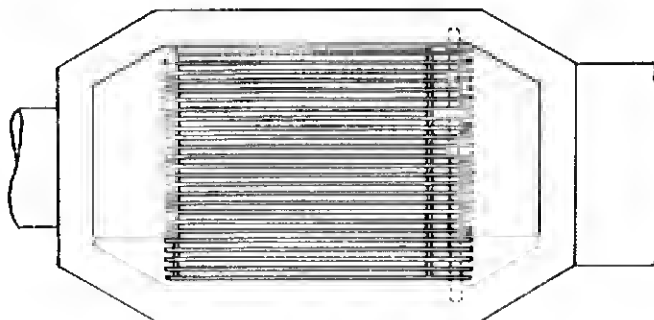


Fig. VII-1.—Planta y corte de tanquilla con rejillas para aguas negras.

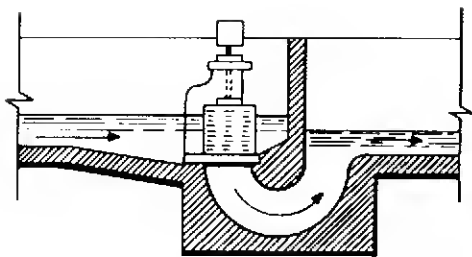


Fig. VII-2.—Triturador (Conminutor) para emulsificación de aguas negras previo a su bombeo.

En ambos casos debe proveerse de conexiones de agua que ayuden y faciliten la limpieza. También es de importancia considerar la velocidad del afluente a través de la rejilla, ya que velocidades muy altas pueden hacerlas inefectivas. Se recomiendan velocidades de 0,60 a 1,20 m/sg.

2. **Trituradores:** En algunos casos, debe proveerse de equipos de trituración (Conminutors) que permitan la emulsificación del líquido cloacal, facilitando así su bombeo (Fig. VII-2).

3. **Válvulas supresoras del golpe de ariete:** En instalaciones de cierta consideración, donde puede ser significativo el exceso de presión por golpe de ariete, se requiere la instalación de válvulas de alivio o supresoras del golpe de ariete.

La bomba trabaja contra una válvula cerrada, la cual abre lentamente para evitar empuje repentino del agua en la tubería. Cuando una señal indica que es tiempo para apagar las bombas, la válvula de alivio se cierra lentamente y la bomba se apaga cuando la válvula se cierra o está cercana a ello. Esto previene de un regresamiento de aguas y efecto del golpe de ariete.

4. **Válvula de retención o válvula Check:** Válvulas que permiten el flujo en un solo sentido cerrando automáticamente al pararse el bombeo e impidiendo el regresamiento en el sentido inverso hacia las bombas.

5. **Desarenador:** Siempre que sea posible, el bombeo de aguas negras debe estar precedido de un desarenador, que permita la remoción de arenas ($S = 2,65$) de tamaños iguales y mayores a 0,5 mm de diámetro, por lo menos.

Los equipos requeridos (bomba y motores)

En los sistemas de aguas negras se usan principalmente las bombas centrífugas: horizontal o vertical; las bombas sumergibles; y en instalaciones pequeñas los inyectores neumáticos. Aunque generalmente las estaciones con inyectores neumáticos son

sólo recomendables para gastos pequeños, en muchas ocasiones pueden resultar una alternativa ventajosa, a ser utilizada por un periodo de años hasta lograr un mayor crecimiento poblacional y mayor demanda de bombeo para un caudal cercano al requerido para un determinado periodo de diseño.

1. **Inyectores neumáticos:** Son sólo aplicables para pequeñas estaciones de bombeo, y en estos casos presentan las ventajas siguientes:

- La operación es totalmente automática y sólo entra en servicio cuando es requerido.
- No requiere de atención especial.
- Muy poca probabilidad de obstrucciones de los inyectores.

Un inyector neumático consiste esencialmente de un tanque cerrado donde se reciben las aguas negras. Estas ascienden en el tanque hasta cierta altura, cuando la presión del aire contenido en el tanque provoca la descarga de las aguas negras hacia la salida.

Una válvula check a la entrada impide el regresamiento del agua hacia el colector y otra válvula check a la salida impide su regresamiento hacia el tanque a presión.

Debe procurarse duplicación de unidades, tanto de inyectores como de compresores para asegurar que habrá continuidad, en caso de cualquier emergencia. Una fórmula empírica para determinar la capacidad aproximada del aire requerido para operar un inyector es:

$$V = \frac{Q (H + 34)}{250} \quad \begin{array}{l} V = \text{ft}^3 \\ Q = \text{GPM} \\ H = \text{ft} \end{array}$$

la cual convertida al sistema métrico es:

$$V = 0,0028 Q (H + 2,14) \quad \begin{array}{l} V = \text{m}^3 \\ Q = \text{lt/seg} \\ H = \text{m} \end{array}$$

2. **Bombas centrífugas:** Pueden clasificarse de acuerdo a su ubicación.

Sumergidas bajo el agua en el pozo recolector, ubicadas en un pozo seco con los impulsores bajo el nivel del agua en el pozo recolector adyacente, y ubicadas en el pozo seco, a una elevación que coloca a los impulsores sobre el nivel del agua en el pozo húmedo.

El primer tipo es conocido como bomba tipo pozo húmedo, en la mayoría de las estaciones, estas bombas son accionadas a través de un eje hasta el

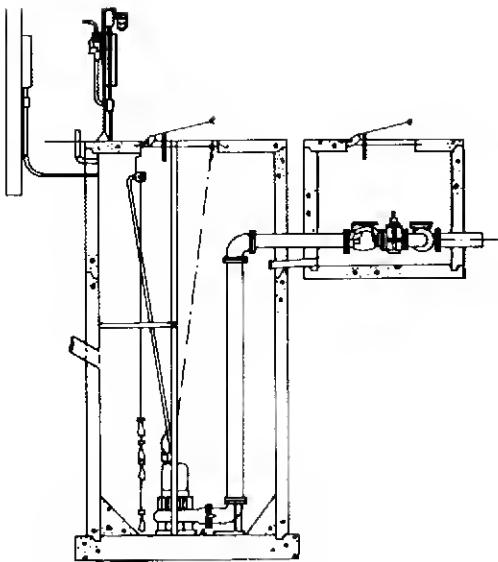


Fig. VII-3.—Bomba del tipo sumergible en pozo recolector de aguas negras.

motor ubicado directamente sobre el pozo recolector o pozo húmedo. Sin embargo, recientemente se fabrican bombas que permiten la sumergencia de ambos, son las llamadas bombas sumergibles.

El segundo tipo, bombas ubicada en pozo seco pero con impulsores bajo el nivel del agua, pueden poseer las mismas características que la anterior, pero se facilita su reparación al separarse en pozo seco.

El tercer tipo utiliza pozo húmedo y pozo seco con mayor independencia; en este caso tanto bombas como motores están albergados en el pozo seco y sólo la tubería de succión va al pozo húmedo; este tipo ofrece ventajas en cuanto a mantenimiento y reparación de los equipos, pero generalmente resulta más costoso.

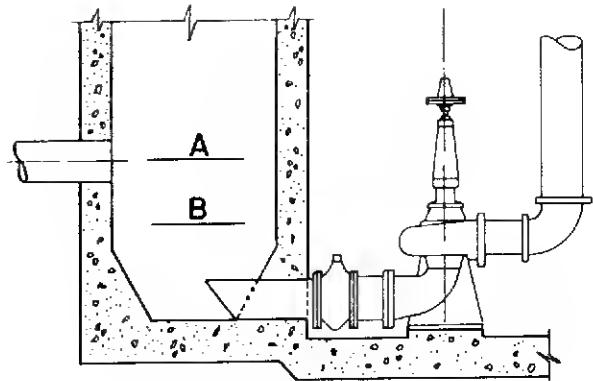


Fig. VII-5.—Bomba centrífuga horizontal.

La selección está basada en el área disponible, las facilidades de personal especializado en mantenimiento, y las características del sistema en cuanto a caudal, variación del mismo, eficiencia de los equipos, disponibilidad en la zona, energía, etc., etc.

Las bombas centrífugas pueden clasificarse, de acuerdo a su ubicación, en:

Bombas sumergibles, cuando un acoplamiento entre motor y bomba permite la sumergencia de ambos (Fig. VII-3).

Bombas verticales tipo pozo-húmedo, en las que los impulsores sumergidos son accionados a través de un eje que va hasta el motor ubicado sobre el pozo húmedo.

Las bombas centrífugas horizontales, albergadas en un pozo seco al lado de un pozo húmedo, en el cual la boca de succión está conectada a la bomba a través de tuberías y accesorios que atraviesan la pared de separación entre pozo seco y húmedo (Fig. VII-5).

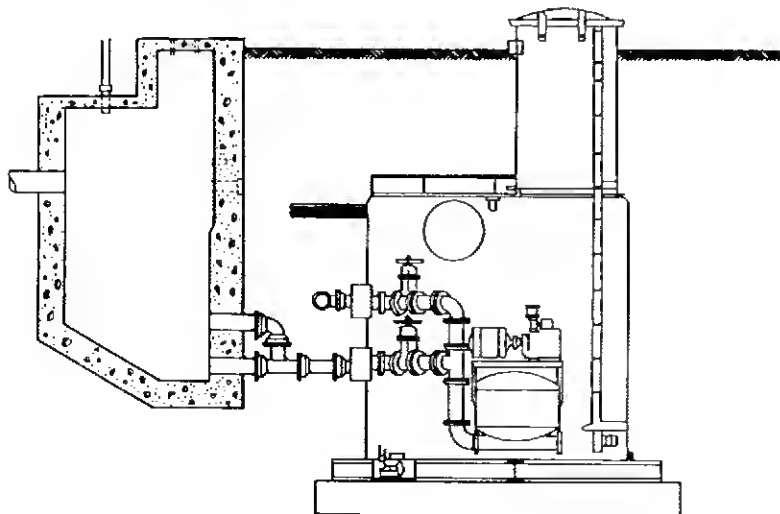


Fig. VII-4.—Inyector neumático y pozo húmedo.

Bajo el punto de vista de operación de la estación de bombeo, reviste importancia la velocidad de rotación; en tal sentido se ha planteado la relación entre las bombas de velocidad constante o de velocidad variable y la capacidad requerida del pozo recolector.

Si bien la utilización de bombas de velocidad constante había sido la práctica usualmente generalizada, recientemente ha venido ganando terreno el uso de bombas de velocidad variable, con grandes ventajas en cuanto a capacidad del pozo recolector.

Por la estrecha relación que existe entre las capacidades de las bombas, la variación de caudales y la capacidad del pozo recolector, veamos algunas consideraciones sobre este último, antes de entrar a analizar algunos aspectos de consideración de los equipos de bombeo y sus curvas características.

Pozo recolector

En el diseño de la estación de bombeo reviste importancia el diseño del pozo recolector.

Este pozo recolector puede ser del tipo llamado pozo húmedo o del tipo que contempla pozo húmedo y pozo seco, este último para albergar las bombas separadamente y facilitar el mantenimiento y las reparaciones. La figura VII-6 muestra un pozo recolector del tipo pozo húmedo y la figura VII-7 del tipo pozo húmedo-pozo seco.

Cualquiera que sea el tipo considerado, la determinación de la capacidad depende de la variación

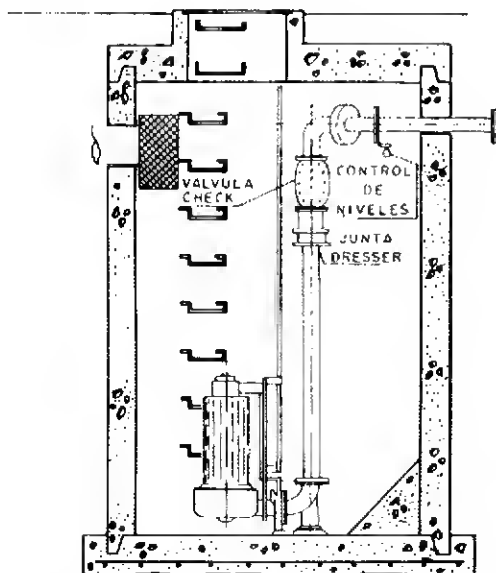


Fig. VII-6.—Pozo recolector del tipo húmedo solamente.

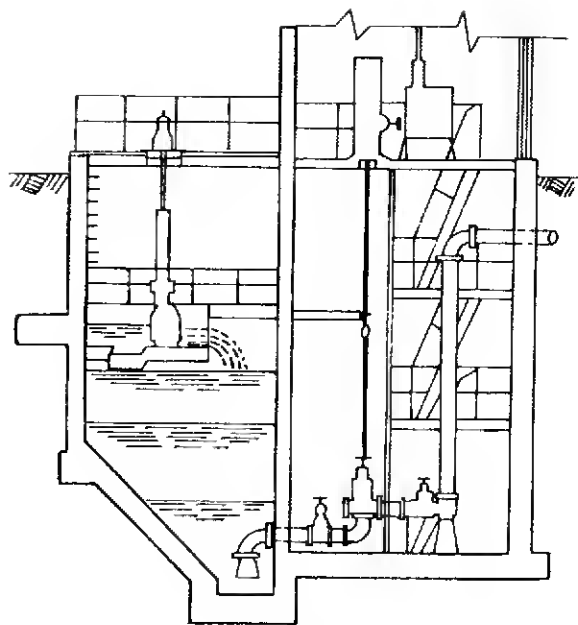


Fig. VII-7.—Pozo recolector de 2 cámaras: Húmedo y seco.

de caudales y del período de retención aconsejable. El proyectista debe analizar cuál debe ser la capacidad del pozo húmedo para el caudal dado, cuál debe ser la capacidad de las bombas y cuántas bombas se requerirían.

Capacidad del pozo húmedo

La determinación de la capacidad del pozo húmedo reviste extrema importancia, toda vez que ello afecta el período de retención del líquido cloacal. Este tiempo de retención debe ser tal, que pueda mantener condiciones aeróbicas de las aguas negras y evite su septicización. El Comité Unido de la ASCE y de la WPCF²⁸, recomienda un tiempo de retención no mayor de 30 minutos. Asimismo, tomando en cuenta las grandes variaciones de flujo, y los inconvenientes que resultan de tener equipos de bombeo con paradas y arranques frecuentes, se seleccionan éstos, de capacidades diferentes para atender tales variaciones, evitando así sobrecalentamientos y consecuentes daños de equipos.

Existiendo una relación muy estrecha entre capacidad de las bombas y volumen requerido del pozo recolector para atender la gran variación de caudal que recibe, así como las limitaciones en el período de retención, se hace necesario analizar este problema, considerando bombas de velocidad constante y bombas de velocidad variable.

Bombas de velocidad constante

Si se seleccionan bombas de velocidad constante, es necesario tomar muy en cuenta la capacidad del

pozo húmedo, a fin de evitar frecuentes arranques y paradas de los equipos, que terminan por dañarlos. Estos daños ocurren porque al arrancar el motor se produce una onda de corriente que es aproximadamente 10 veces la corriente total del motor, lo cual produce una cantidad de calor proporcional al cuadrado de la corriente. Si no se permite el enfriamiento entre dos arranques consecutivos, este excesivo calentamiento ocasiona fallas en el aislamiento térmico y permite que ocurran cortocircuitos en los cables y daños en el motor.

Generalmente, los fabricantes de las bombas especifican el número de arranques por hora que debe admitirse como máximo para cada equipo. Se tienen motores pequeños que admiten hasta 10 arranques por hora, pero motores grandes pueden tener límites de sólo un arranque por hora.

La variación horaria de los caudales enfrenta un problema de tiempo de retención para evitar septización del líquido cloacal con el número de arranques y paradas para proteger los equipos. Este problema ha sido resuelto mediante la selección de bombas de diferentes capacidades que trabajen alternadamente.

Sin embargo, siempre debe proveerse capacidad suficiente para las horas pico y tener la reserva suficiente para una eventualidad a esta hora crítica, por lo cual a veces una solución a base de bombas de velocidad constante puede ser costosa.

Determinación del volumen del pozo y de los equipos de bombeo

Siendo Q el gasto en lt/sg o m^3/sg del colector de aguas negras y llamando C a la capacidad de las bombas en lt/sg o m^3/sg , es evidente que la capacidad de la bomba C debe cumplir con la condición de $C = Q_{\max}$, y el exceso de capacidad de la bomba, que puede utilizarse para bombear el volumen durante el flujo continuo y variable será $B = C - Q$ (lt/sg o m^3/sg) luego el pozo recolector debe ser diseñado con un cierto volumen V capaz de controlar las variaciones de Q .

Siendo el volumen V constante, el tiempo necesario para su vaciado será:

$$t_f = \frac{V}{C - Q} = \frac{V}{B} \quad (\text{segundos})$$

ya que Q sólo varía de acuerdo a t , la ecuación anterior expresa una dependencia hiperbólica de estas variables. Si $Q = C$ entonces $t = \infty$ y la bomba operará continuamente; si $Q = 0$ entonces $t_f =$

$$t_f = \frac{V}{C - Q} = \frac{V}{C}$$

el cual es el tiempo necesario para vaciar el pozo cuando no hay flujo.

Luego esta ecuación es real para un intervalo $0 \leq Q \leq C$.

Siendo el ciclo de una bomba la suma del tiempo de funcionamiento más el tiempo de parada.

$$T = t_f + t_p \quad \begin{array}{l} t_f = \text{tiempo de funcionamiento} \\ t_p = \text{tiempo de parada} \end{array}$$

$$t_f = \frac{V}{C - Q} \quad t_p = \frac{V}{Q}$$

$$T = \frac{V}{C - Q} + \frac{V}{Q} = V \left(\frac{1}{C - Q} + \frac{1}{Q} \right)$$

El volumen del pozo húmedo se podrá obtener por derivación del tiempo de ciclo T , respecto al caudal, e igualando a cero su derivada, luego:

$$\frac{\partial T}{\partial Q} = \frac{\partial \left[V \left(\frac{1}{C - Q} + \frac{1}{Q} \right) \right]}{\partial Q}$$

$$\frac{\partial T}{\partial Q} = V \left[\frac{1}{(C - Q)^2} + \frac{-1}{Q^2} \right]$$

igualando a cero

$$\frac{1}{(C - Q)^2} - \frac{1}{Q^2} = 0$$

$$Q = \frac{C}{2}$$

el cual es el flujo que ocurre para el mínimo ciclo de bombeo, luego podemos obtener el mínimo tiempo de ciclo

$$T_{\min} = V \left(\frac{1}{C - C/2} + \frac{1}{C/2} \right)$$

$$T_{\min} = \frac{4V}{C}$$

o también

$$T_{\min} = \frac{2V}{Q}$$

o despejando el volumen requerido para el pozo húmedo

$$V = \frac{T_{\min} \times C}{4}$$

Otakar Smolik²⁹, en su trabajo «Analysis of Economic Sewage Lift Station Design» presenta la

curva de la figura VII-8, que muestra la dependencia entre estas variables, asimismo determina un factor de seguridad R que depende de la relación entre el afluente Q y la capacidad del gasto bombeado C , señalando que a fin de utilizar la potencia, económicamente, el factor de seguridad R debe satisfacer la condición $1 \geq R \geq 0,5$.

Aunque se considera que la bomba puede seleccionarse con una capacidad igual al caudal máximo que llega al pozo durante el período de diseño, una mejor selección se logra considerando el factor R sugerido por Smolik, atendiendo así situaciones inesperadas.

Siendo $R = \frac{Q}{C}$; llamando N_s el número de arranques por hora, y siendo T el tiempo de ciclo.

$$N_s = \frac{T}{t} = \frac{CQ - Q^2}{CV} \times 3.600$$

esta ecuación puede transformarse

$$N_s = 3.600 \frac{CQ - Q^2}{CV}$$

$$Q^2 - QC = \frac{CV}{3.600} N_s$$

$$Q^2 - QC + \frac{C^2}{4} = -\frac{CV}{3.600} N_s + \frac{C^2}{4}$$

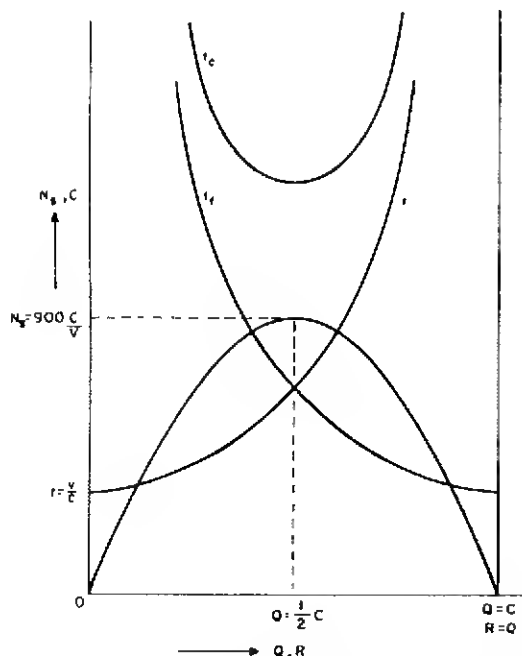


Fig. VII-8.—Relación entre el gasto y ciclo de bombeo (Curva de Smolik).

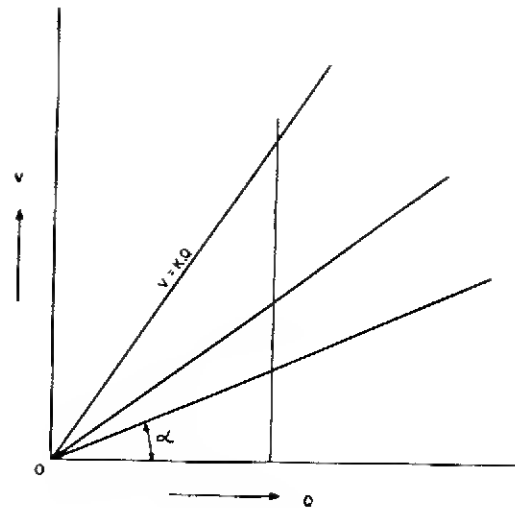


Fig. VII-9.—Relación entre gasto y volumen (O. Smolik).

$$\left(Q - \frac{C}{2}\right)^2 = \frac{CV}{3600} \left(N_s - 900 \frac{C}{V}\right)$$

que es la ecuación de una parábola cuyo punto máximo es $Q = \frac{C}{2}$; $N_s = 900 \frac{C}{V}$ y la cual intercepta al eje de abscisas en los puntos $Q=0$ y $Q=C$; como se muestra en la figura VII-8.

Al utilizar el coeficiente de seguridad R sugerido por Smolik²⁹, la expresión $N_s = 3.600 \frac{CQ - Q^2}{CV}$ se convierte en $V = 3.600 \frac{1-R}{N_s} Q$ que corresponde a la ecuación de una línea recta, figura VII-9.

$$V = Q \operatorname{tg} \alpha$$

donde

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.600 (1-R)}{N_s} = K$$

Se concluye, que el menor volumen se obtendrá para la mínima pendiente, sin embargo, si $\alpha=0$, $V=0$ y esta condición sólo sería aplicable para flujo constante y operación constante de la bomba.

Si se alternan varias bombas (n), el número de arranques para una bomba será $N = \frac{N_s}{n}$.

Ejemplo:

Un sector de la ciudad cuya topografía no permite incorporar por gravedad sus aguas negras al sistema de alcantarillado, precisa que éstas sean recolectadas en un pozo y bombeadas luego a una

boca de visita cuya cota de descarga es 4,5 m más alta, y está ubicada a 1.550 m del sitio seleccionado para el pozo recolector.

Determinese la potencia requerida, el volumen del pozo y el tiempo de retención, si para el período de diseño se han estimado los siguientes caudales:

$$Q_{\max} = 35 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\min} = 5 \text{ lt/sg}$$

Solución

A fin de prevenir situaciones, se selecciona un factor de seguridad $R=0,80$; luego

$$C = \frac{Q_{\max}}{R} = \frac{35}{0,80} = 43,75 \text{ lt/sg}$$

De acuerdo al criterio de velocidad económica, seleccionamos el diámetro del ábaco⁶ para conductos a presión, para $Q=43,75 \text{ lt/sg}$, $C=100$ ($H \cdot F$) se obtiene $\varnothing=200 \text{ mm}$. La pérdida de carga será $J = LQ^{1,85}$.

Para $\varnothing=200 \text{ mm}$ y $C=100$, se obtiene de la tabla correspondiente⁶ $\alpha=0,4 \cdot 1.505$.

$$J = 0,4 \cdot 1.505 \times 1.550 \times (43,75)^{1,85} = 25,33 \text{ m}$$

Flanigan y Cadmick²³ recomiendan «por el hecho de que las aguas servidas contienen alguna fracción de sólidos y grasas y que puede existir una acumulación en las paredes, puede esperarse un incremento de la rugosidad. Por tal motivo, es recomendable asumir un 20 por 100 de pérdida de carga mayor que la calculada para aguas limpias».

Luego la carga dinámica contra la cual trabajarán las bombas será

$$H_d = 4,50 + 1,20 \times 25,33 = 34,90 \text{ m}$$

La potencia requerida

$$HP = \frac{QH}{76\epsilon} \rho = \frac{43,75 \times 34,90 \times 1,04}{76 \times 0,75} = 27,86$$

se selecciona $Pot=30 \text{ HP}$.

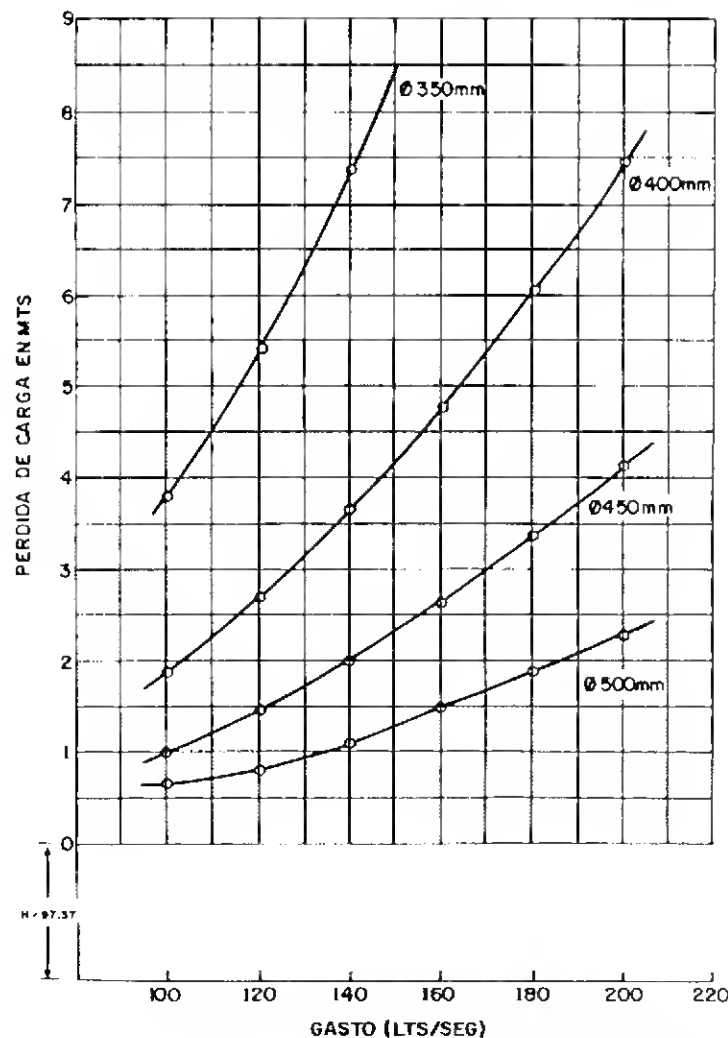


Fig. VII-10.—Curvas del sistema para varias alternativas de diámetro.

Siendo el número de arranques recomendado $N_s = 8$. El volumen mínimo del pozo húmedo, calculado por la fórmula que satisface la condición de pico máximo en la parábola.

$$V_{\min} = 900 \frac{C}{N_s}$$

$$V_{\min} = 900 \frac{43,75}{8} = 4.920 \text{ lt}$$

siendo deseable que las aguas negras no permanezcan en el pozo húmedo por períodos largos, lo cual ocurrirá para la condición de flujo mínimo, cuando el tiempo de llenado es el máximo, se tiene:

$$t_p = \frac{V_{\min}}{Q_{\min}} = \frac{4.920 \text{ lt}}{5 \text{ lt/sg}} = 984'' = 16,4 \text{ minutos}$$

lo cual se considera un tiempo de retención aceptable (< 30 minutos).

SELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO

Para la selección apropiada de los equipos de bombeo de aguas servidas, resulta conveniente disponer de la curva del sistema que permita estimar con cierta aproximación las variaciones de carga para las variaciones del caudal durante el período de diseño estimado.

La determinación de esta curva del sistema, tomando en cuenta todas las variables involucradas (variación de caudales, carga estática, pérdida de carga por fricción, pérdidas de carga por accesorios, etcétera) en combinación con las distintas curvas características de los equipos, permitirán prevenir alteraciones en su funcionamiento que puedan provocar situaciones inapropiadas.

Esta variación de caudal conduce, además, a buscar soluciones a base de dos o más bombas en paralelo, por lo cual resulta muy útil la superposición de las curvas características con las curvas del sistema.

Curvas del sistema

Se obtiene al graficar la variación de caudal (eje de abscisas) dentro del período de diseño de los equipos, contra la carga dinámica total correspondiente (eje de ordenadas, figura VII-10).

Usualmente se grafican dos curvas, una para el nivel mínimo de aguas en el pozo húmedo, la cual se corresponde con la carga estática máxima y otra para el nivel máximo de aguas en el pozo, la cual corresponde a la carga estática mínima (Fig. VII-11).

El número de unidades de bombeo a instalar depende, por una parte, de la magnitud del caudal a bombear y por otra, de la variación de estos caudales.

Siendo aconsejable disponer de una capacidad de bombeo igual al máximo caudal para las variaciones horarias, y con capacidad de reserva para un gasto igual, resulta evidente que el seleccionar una sola bomba exigirá que ella tenga tal capacidad y por tanto otra igual para reserva en casos de emergencias por fallas o desperfectos de la primera. Bajo estas condiciones, no parece favorable una solución de esta naturaleza, por lo cual sería más recomendable elegir un número de unidades que pueda atender con mayor versatilidad las variaciones del gasto y a la vez que cualquier combinación de ellas sea capaz de bombear los caudales máximos esperados.

De allí que interese conocer esta variación de caudales que permita poner en funcionamiento en paralelo a varios de los equipos seleccionados.

La figura VII-12 presenta las curvas características de bombas individuales y combinadas trabajando en paralelo; asumiendo las bombas 1 y 2 de igual capacidad y la bomba 3 de diferente capacidad.

Debe observarse que al considerar las curvas características de cada bomba, se tomen en cuenta las pérdidas de carga individuales, tales como pérdidas a la entrada, y en el interior de la bomba por variaciones de caudal. Tales pérdidas se restarán de la carga a fin de obtener la curva modificada.

Ejemplo

Las aguas negras de un pozo recolector serán descargadas a una laguna que dista 2.255 m, siendo la diferencia de elevación $H = 25,85$ m.

Los caudales para el período de diseño son:

$$Q_{\max} = 72 \text{ lt/sg} \quad Q_{\min} = 20 \text{ lt/sg}$$

Determinar el volumen del pozo húmedo y el número de bombas necesarias.

Solución

Seleccionando un factor de seguridad $R = 0,80$

$$C = \frac{Q_{\max}}{R} = \frac{72}{0,80} = 90 \text{ lt/sg}$$

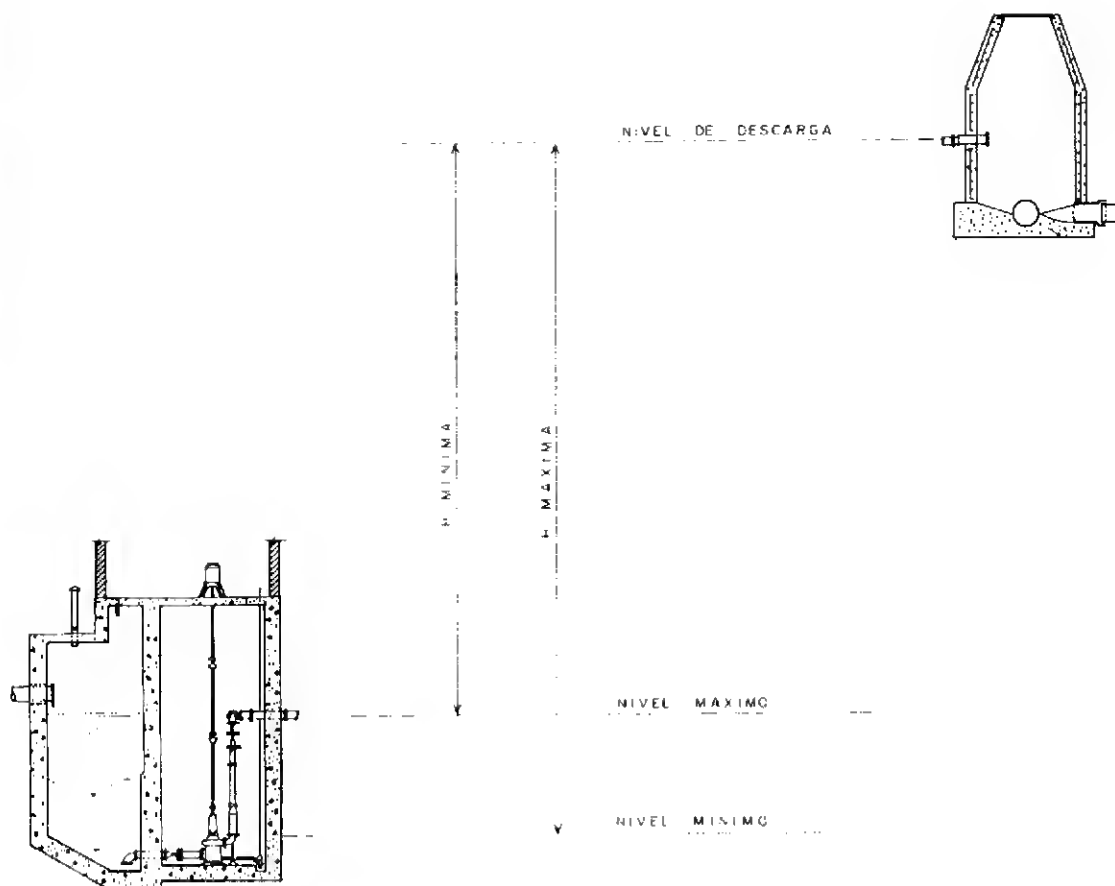


Fig. VII-11.—Variación de cargas en función de los niveles de bombeo.

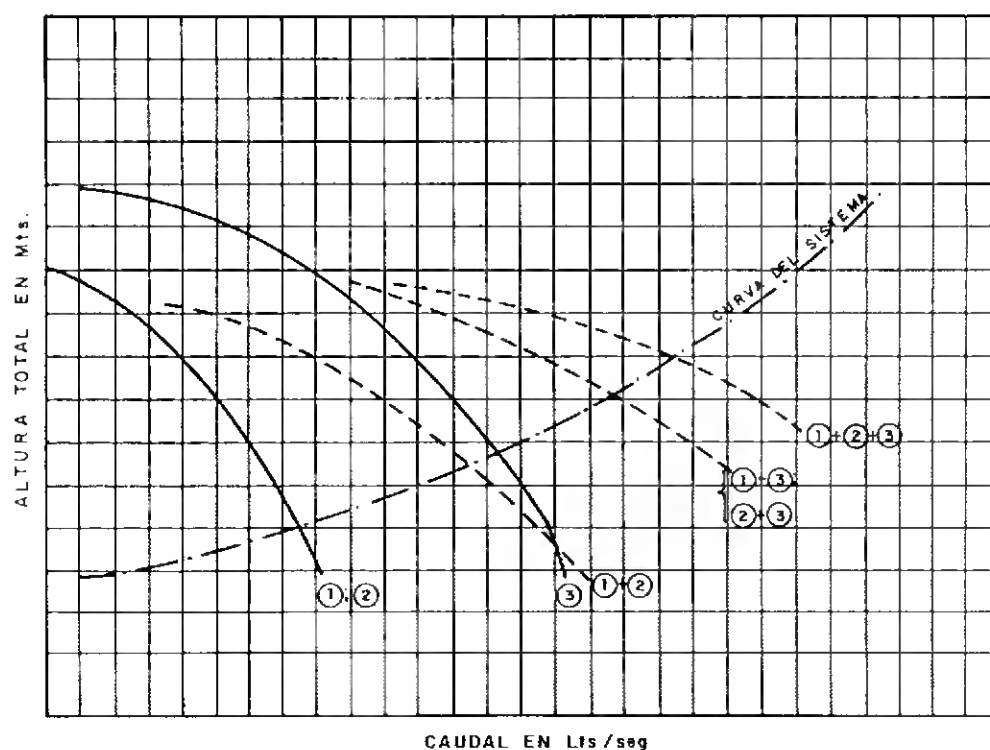
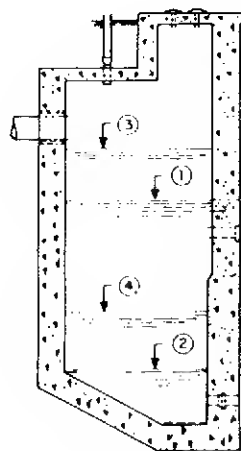


Fig. VII-12.—Curvas características de bombas individuales y en paralelo e intercepto con la curva del sistema.

164 Cloacas y Drenajes



ARRANCA LA BOMBA DE RESERVA
 ARRANCA LA BOMBA DE SERVICIO
 SE DETIENE LA BOMBA DE RESERVA
 SE DETIENE LA BOMBA DE SERVICIO

Fig. VII-14.—Niveles de arranque y parada en el pozo recolector.

En estas condiciones el ciclo de operación sería: la bomba en servicio trabaja continuamente. Si el caudal de llegada al pozo excede la capacidad de ella, el nivel de agua ascenderá en el pozo húmedo hasta el nivel ③, cuando arrancarían la bomba de reserva, esta bomba operaría hasta que el nivel descendiera al punto ④, cuando se apagaría. La bomba líder continuaría trabajando hasta llegar al nivel mínimo (nivel ②), cuando se apagaría, permitiendo el llenado del pozo hasta el nivel ①, cuando nuevamente arrancarían la bomba de servicio (Fig. VII-14).

El volumen mínimo del pozo húmedo será:

$$V_{\min} = 900 \frac{C}{N_s} = 900 \frac{72,5}{3} = 21.750 \text{ litros}$$

$$t_{\max} \text{ de retención} = \frac{V_{\min}}{Q_{\min}} = \frac{21.750 \text{ lt}}{20 \text{ lt/sg}} = 1.087,5 \text{ sg} = 18,13 \text{ minutos}$$

$$t_{\max} = 18 \text{ minutos} < 30$$

Ejemplo

Se debe bombear un caudal de aguas servidas cuyo Q_{\max} 68 lt/sg a través de una línea de 1.376,5 m. El Q_{\min} es de 22,5 lt/sg.

La diferencia de elevación es 17,40 m y se quiere utilizar tres bombas iguales. Determinar la capacidad del pozo húmedo.

Solución

Asumiendo un factor de seguridad $R = 0,80$

$$C = \frac{Q_{\max}}{R} = \frac{68}{0,80} = 85,0 \text{ lt/sg}$$

para un caudal $Q = 85 \text{ lt/sg}$ seleccionamos $\varnothing = 300$ milímetros.

$$J = 0,5 \cdot 2.093 \times 1.376,5 \times (85)^{1,85} = 10,69 \text{ m}$$

Considerando 20 por 100 adicionales de pérdidas de carga

$$J = 1,20 \times 10,69 = 12,83 \text{ m}$$

Luego la carga dinámica total será:

$$H_d = 17,40 + 12,83 = 30,23 \text{ m}$$

El sistema operará con tres bombas, cada una con una capacidad de $C' = \frac{C}{3} = \frac{85}{3} = 28,33 \text{ lt/sg}$, contra una carga dinámica de 30,23 m.

La potencia requerida es de 20 H.P., y un motor eléctrico de 25 H.P., el cual admite hasta 8 arranques por hora ($N_s = 8$).

La curva del sistema intercepta a la curva de una bomba en el punto $Q = 59,9 \text{ lt/sg}$; $H_d = 24,2 \text{ m}$; es decir, que esta bomba satisface el 70 por 100 ($59,9/85$) de la capacidad total y el 88 por 100 ($\frac{59,9}{68}$) del caudal máximo.

La curva combinada para dos bombas, intercepta a la curva del sistema en el punto $Q = 81,0 \text{ lt/sg}$, $H_d = 28,5$, es decir, que dos de estas bombas pueden bombear simultáneamente 81 lt/sg, lo cual representa un coeficiente de seguridad de $\frac{68}{85} = 0,84$ (muy cercano al inicialmente asumido, $R = 0,80$) y por tanto la tercera bomba queda como bomba de reserva (Fig. VII-15).

Determinemos el volumen del pozo húmedo para una bomba funcionando y verificamos el número de arranques requeridos para la segunda y tercera bomba.

Volumen mínimo del pozo

$$V_{\min} = 900 \frac{C}{8} = 900 \frac{59,9}{8} = 6.740 \text{ lt}$$

$$t_{\max} = \frac{V_{\min}}{Q_{\min}} = \frac{6.740}{22,5} = 299,5 \text{ sg}$$

$$t_{\max} = 5 \text{ minutos}$$

El número de arranques para la segunda bomba, se puede determinar, asumiendo que ella sólo arrancará cuando el caudal de llegada al pozo sea mayor que la capacidad de la primera bomba, es decir, que para $Q_1 \leq 59,9 \text{ lt/sg}$, la primera bomba estará en

operación. En tal caso la capacidad virtual de la segunda bomba sería sólo $C_2 = 81,0 - 59,9 = 21,10$ lt/sg, y el número de arranques para esta segunda bomba será:

$$N_s = 900 \frac{C_2}{V} = 900 \frac{21,10}{6.740} = 2,8$$

Ahora determinamos el tiempo de llenado del pozo. En virtud de que la primera bomba está operando continuamente, para un caudal de llegada excediendo su capacidad, el caudal que llenará al pozo será la diferencia entre el caudal de llegada y el que extrae esta bomba, y por tanto el tiempo de llenado estará dado por $t = \frac{V_{\min}}{Q_1 - C_2}$ y el tiempo de operación puede determinarse por $t = \frac{V_{\min}}{C - Q}$.

Como sabemos que el máximo número de arranque es para $Q = \frac{1}{2} C$, en este caso:

$$Q = C + \frac{1}{2} C_2 = 59,9 + \frac{1}{2} \times 21,1 = 70,45 \text{ lt/sg}$$

y el tiempo total será:

$$T = t + t = \frac{6.740}{70,45 - 59,9} + \frac{6.740}{81,0 - 70,45} = 1.277,7 \text{ sg}$$

$$T = 21,30 \text{ minutos}$$

y el número de arranques será:

$$N_s = \frac{60}{21,30} = 2,8$$

El número de arranques para la tercera bomba será:

$$N_s = 900 \frac{C_3}{V_{\min}} = 900 \frac{85 - 81,0}{6.740} = 0,53$$

Podríamos lograr un arreglo diferente, estableciendo tiempos de paradas iguales para la segunda y tercera bomba, con lo cual variará también la capacidad del pozo húmedo.

Edificación y su apariencia externa

La caseta o edificación para la estación de bombeo debe procurarse no cause impresión desagradable; en tal sentido un área verde bien mantenida alrededor de la estación y una buena iluminación tanto interior como exterior contribuyen a mejorar su aspecto.

El área para albergar los equipos de bombeo y accesorios debe ser cuidadosamente determinada en el proyecto, de acuerdo a las dimensiones de bombas, motores, codos, válvulas y demás accesorios complementarios.

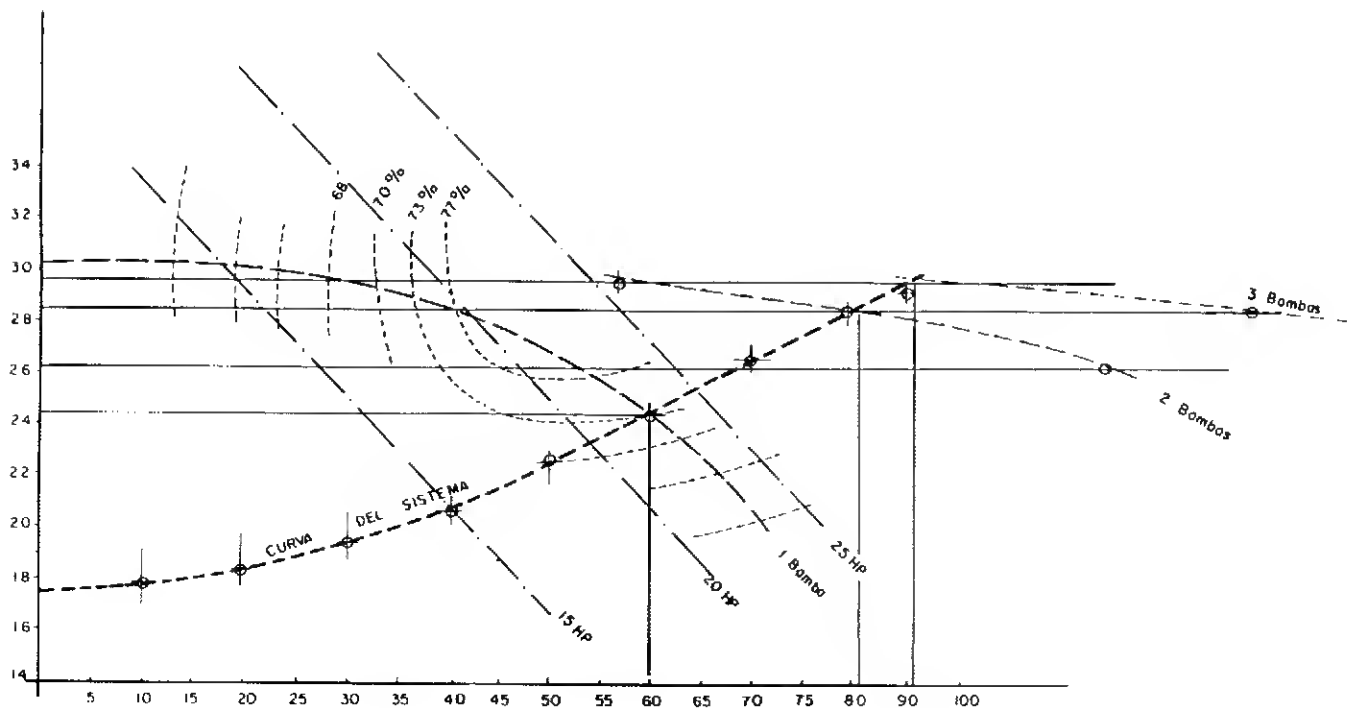


Fig. VII-15.—Curvas características e interceptos con curva del sistema.

Cuando sean instaladas bombas del tipo vertical, cuya extracción para reparaciones pueda requerir movilidad de los techos, deben procurarse diseños que faciliten tal situación.

A fin de evitar conexiones cruzadas, es recomendable pintar de diferentes colores las tuberías de la estación de bombeo de aguas negras, a tal efecto el Manual n.º 17 de la WPCF³⁰, ha establecido un código uniforme de colores para pintar las tuberías.

LINEAS DE BOMBEO DE LAS AGUAS NEGRAS

El diseño de la línea de bombeo de las aguas servidas, dentro de la red cloacal, constituye un aspecto diferente en el sistema, y atiende por tanto a consideraciones especiales, las cuales están íntimamente relacionadas con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y sus coeficientes de fricción y las velocidades de arrastre de sedimentos.

a) **Caudal de diseño:** La línea de bombeo debe ser capaz del gasto máximo esperado para el periodo de diseño. En este caso, estará determinado por el gasto que serían capaces de extraer del pozo húmedo, simultáneamente las bombas que trabajan en paralelo o en todo caso, el caudal máximo del bombeo.

b) **Características de las tuberías:** A diferencia del resto del sistema, la línea de bombeo trabaja como conducto a presión, y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida.

1. H. F. generalmente se utiliza tubería de hierro fundido o de material plástico (PVC). En virtud de que las presiones en las líneas de bombeo de aguas negras casi nunca alcanzan valores de consideración, en la casi totalidad de los casos es suficiente la utilización de tuberías clase 100 (Normas ASTM), cuya presión de trabajo es de 100 lb/pulg.² o 7 kg/cm².

Sí bien para tuberías de H.F. se utiliza normalmente un coeficiente de rugosidad $C = 100$; a fin de fijar el coeficiente en la expresión de Williams-Hazen; es recomendable incrementar estas pérdidas en un 20 por 100, por el incremento de la rugosidad que pueden provocar las grasas y materias sólidas que queden adheridas a las paredes²⁷.

2. Tubería plástica (PVC): La utilización de tubería de cloruro de polivinilo (PVC), ha venido en aumento, por las ventajas económicas y de facilidades de construcción por lo liviano.

La máxima presión de trabajo depende del espesor de la tubería, de su diámetro exterior y de la materia prima utilizada en su fabricación. Esta presión está determinada por la ecuación

$$\text{Presión} = 2 \times S \times t \times (D - t)$$

S = Valor asignado por el fabricante, para atender los esfuerzos. Generalmente $S = 2,000$ para tuberías de PVC, clase 1.

t = Espesor.

D = Diámetro exterior.

Generalmente la tubería de PVC tiene un coeficiente de rugosidad $C = 140$, lo cual le da una mayor capacidad de transporte que la de H.F.

Consideración similar a la referida para H.F., debe hacerse para calcular las pérdidas de carga, por el incremento en la fricción.

- c) **Velocidad de arrastre:** Ya hemos referido en capítulos anteriores las necesidades de mantener los colectores con velocidades de flujo que no permitan la sedimentación a lo largo de los colectores.

Esta consideración es similarmente válida para las líneas de bombeo de aguas servidas, y en tal sentido McPerson, recomienda que la mínima velocidad de transporte está dada por la expresión $V = \sqrt{D/2}$

V = pies/sg

D = pulgadas

la cual transferida al sistema métrico, puede escribirse:

$$V_{\min} = 1,35 \sqrt{D} \quad \begin{matrix} V = \text{m/sg} \\ D = \text{m} \end{matrix}$$

- d) **Válvulas de expulsión de aire:** Es necesario considerar la posibilidad de formación de bolsas de aire en algunos puntos de la línea de bombeo, ello reduciría el área neta de flujo, incrementaría las pérdidas de carga y consecuentemente la altura dinámica contra la cual trabajan las bombas.

Por diversas formas, puede acumularse aire en la tubería de bombeo, así:

1. Aire que estaba presente en la tubería antes de llenarse y no fue suficientemente purgada.
2. Aire que puede penetrar a la tubería, cuando el nivel de aguas puede quedar por debajo de la boca de succión.
3. Aire en solución que puede liberarse en puntos donde la presión sea baja.

A fin de prevenir esta situación, es recomendable colocar ventosas automáticas en los puntos altos de la línea de bombeo, es decir, en aquellos puntos donde puede producirse acumulación de aire por cambios de pendiente.

- e) **Sobrepresión por golpe de ariete:** En algunos casos puede requerirse una estimación del efecto del exceso de presión, provocado por la onda de regresamiento, al interrumpirse el bombeo. Aun cuando por las características de una línea de bombeo de aguas servidas, la carga estática es muy pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete.

Este exceso de presión está dado por la fórmula:

$$p = 10,1 V_0 \sqrt{\frac{K e E}{e E + K d}}$$

donde:

V_0 = Velocidad del agua m/sg.

e = Espesor de la tubería (m)

K = Módulo de elasticidad del agua (kg/m²).

E = Módulo de elasticidad de la tubería (kg/m²)

d = Diámetro exterior (m)

Ejemplo

Diseñar la estación de bombeo y la línea de bombeo de un sector de una ciudad cuyo caudal medio actual es de 3,88 lt/sg. El gasto máximo se estima en 300 por 100 del caudal medio y el gasto mínimo representa el 50 por 100. El periodo de diseño estimado es de 20 años, estimando un incremento del caudal de 40 por 100 por década.

La cota del colector de llegada al pozo húmedo es de 615,40 y la cota de fondo de la boca de visita donde se pretende descargar es de 628,22 m, siendo la longitud de la línea de 790 m.

1. Caudal actual

$$Q_{\text{medio}} = 3,88 \text{ lt/sg.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 3 \times 1,88 = 11,64$$

$$Q_{\text{mín}} = 0,5 + 3,88 = 1,94$$

2. Periodo de diseño

Se estimó un periodo de diseño para todo el sistema en 20 años, sin embargo, para algunas instalaciones como los equipos de bombeo, cuya durabilidad es menor, resulta conveniente diseñar por etapas, por lo cual se tomarán periodos de diseño de 10 años para la primera etapa y posteriormente un periodo de diseño complementario de otros 10 años. No así la línea de aducción y pozo recolector, cuyo diseño se hará para el periodo total de diseño de 20 años.

3. Caudales de diseño

Primera etapa: (10 años)

$$Q_{\text{medio}} = 1,40 \times Q_m = 1,4 \times 3,88 = 5,43 \text{ lt/sg.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 3 \times 5,43 = 16,29 \text{ lt/sg.}$$

$$Q_{\text{mín}} = 0,5 \times 5,43 = 2,72 \text{ lt/sg.}$$

Segunda etapa: (20 años)

$$Q''_{\text{medio}} = 1,40 \times Q'_m = 1,40 \times 5,43 = 7,60 \text{ lt/sg.}$$

$$Q''_{\text{máx}} = 3 \times 7,60 = 22,8 \text{ lt/sg.}$$

$$Q''_{\text{mín}} = 0,5 \times 7,60 = 3,80 \text{ lt/sg.}$$

4. Pre-selección del diámetro de la línea de bombeo

Como la tubería de bombeo deberá ser diseñada para el caudal máximo en el periodo de diseño considerado, se tiene: $Q_{\text{máx}} = 22,8$.

Se usará tubería de H.F.

Seleccionando un factor de seguridad $R = 0,80$

$$C = \frac{Q_{\text{máx}}}{R} = \frac{22,8}{0,80} = 28,5 \text{ lt/sg}$$

luego $Q_{\text{diseño}} = 28,5 \text{ lt/sg.}$

Con este caudal y $C = 100$ obtenemos del abaco⁶, el diámetro económico $\varnothing = 200 \text{ mm.}$

5. Pre-selección del equipo de bombeo para la segunda etapa (20 años)

En virtud de que la capacidad del pozo húmedo estará interrelacionada con la capacidad de las bombas para la segunda etapa, se hará esta determinación y posteriormente chequearemos y selecciona-

remos los equipos a utilizar en la primera etapa (10 años).

Asumiendo inicialmente un tiempo de retención de 10 minutos, para el gasto medio correspondiente a la primera etapa (10 años) se tiene:

$$5,43 \times 10 \times 60 = 3.258 \text{ lt/sg} \quad V = 3,26 \text{ m}^3$$

La profundidad efectiva será:

$$\frac{3,26}{1,69} = 1,93 \text{ m}$$

luego la cota de fondo estará aproximadamente a $615,40 - 1,93 = 613,47 \text{ m}$.

Podemos entonces estimar tentativamente la cota inferior del nivel de aguas en el pozo en 613,20 (Fig. VII-16).

Si suponemos que la descarga estará unos 40 ó 50 cm, sobre el fondo de la boca de visita, cuya cota de fondo es 628,22 se tiene que la cota de llegada, se estimaría en $628,22 + 0,50 = 628,72 \text{ m}$ (Fig. VII-17).

Por tanto la carga estática máxima será $= 628,72 - 613,20 = 15,52 \text{ m}$.

Pérdida de carga y dinámica máxima

Con $\varnothing = 200 \text{ mm}$, $C = 100$ se obtiene $\alpha = 0^4 1.505$

$$J = 0^4 1.505 \times 790 \times (28,5)^{1,85} = 5,84 \text{ m}$$

$$J' = 1,20 \times 5,84 = 7,01 \text{ m}$$

Luego la dinámica máxima será:

$$H_d = 15,52 + 7,01 = 22,53 \text{ m}$$

Utilizando las curvas de la figura VII-18, podemos seleccionar la bomba correspondiente a la cur-

va (A), con lo cual satisfacemos la condición de bombeo máximo para la carga máxima, requiriéndose una potencia de 15 H.P., con una eficiencia aproximada del 73 por 100. Como quiera que se precisa de una bomba de reserva, se requerirán dos unidades iguales.

Al adoptar esta alternativa, podemos verificar el número de arranques por hora para la capacidad del pozo y el tiempo máximo de retención para el caudal mínimo.

$$N_s = 900 \frac{C}{V} = 900 \frac{28,5}{3.358} = 7,87 \approx 8$$

$N_s = 8$ arranques por hora, lo cual puede considerarse aceptable para una bomba de 15 H.P.

Tiempo máximo de retención

a) Para el caudal actual $Q_{\min} = 1,94 \text{ lt/sg}$

$$t_{\max} = \frac{3.258}{1,94} = 1.679,4 \text{ sg} = 28 \text{ minutos} < 30$$

luego la alternativa podrá ser adoptada.

Sin embargo, veamos si podemos obtener una solución más económica, tanto en equipos de bombeo como en reducción de la capacidad del pozo.

Alternativa B

Al graficar la curva del sistema, vemos que ésta intercepta a la curva (B) en el punto de coordenadas $Q = 22,4$ (muy cercano al máximo esperado para el periodo de 20 años) y $H_d = 19,4 \text{ m}$. Luego esta bomba satisface el 79 por 100 de la capacidad total máxima y el 98 por 100 del caudal máximo. Por

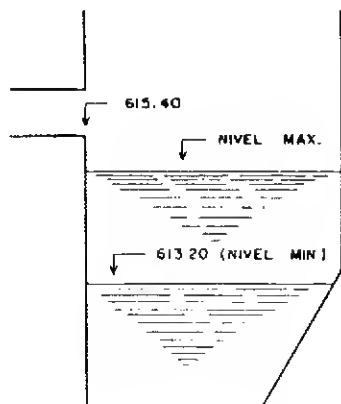


Fig. VII-16.—Niveles de agua en el pozo húmedo.

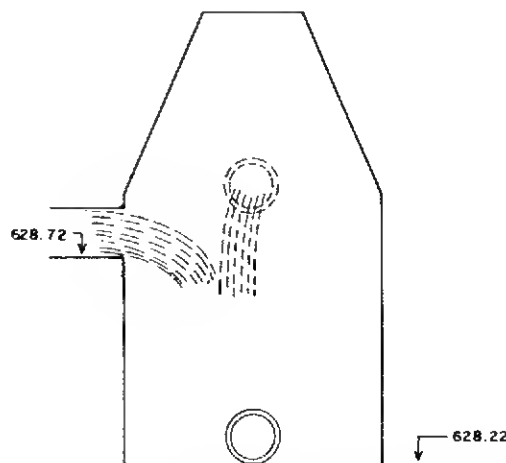


Fig. VII-17.—Cota de llegada y salida de boca de visita.

tanto, las situaciones imprevistas pueden satisfacerse con la bomba de reserva. En efecto, combinando en paralelo las dos bombas (B), se tendrá que la curva del sistema intercepta a la curva combinada, en el punto $Q = 27,5$ lt/sg y $H_d = 22,00$ m, lo cual representa un coeficiente de seguridad de $R = \frac{22,8}{27,5} = 0,83$.

Una sola de ellas trabajando es capaz de bombear el máximo caudal para el final del período de diseño, cuando podrá sustituirse por inservible. La potencia requerida en este caso es de 10 H.P. (5 caballos menos que la alternativa A).

En esta alternativa, el ciclo de operación sería: la bomba en servicio trabaja continuamente. Si el caudal de llegada al pozo excediera al de ella, se provocará un ascenso en el pozo hasta un nivel máximo pre-establecido que cerraría automáticamente la bomba de reserva; este incremento de descarga provocará un descenso de nivel hasta el límite prefija-

do, donde se detiene la bomba de reserva y continúa operando la bomba de servicio hasta el nivel mínimo, cuando entraría en receso y permite que el pozo se llene hasta el nivel pre-establecido para el tiempo de retención.

Número de arranques para la primera bomba

$$N_s = 900 \frac{22,8}{3,258} = 6,30 \text{ arranques por hora}$$

Número de arranques para la segunda bomba

$$C_2 = 27,5 - 22,8 = 4,70 \text{ lt/sg}$$

$$N_s = 900 \frac{4,70}{3,250} = 1,30 \text{ arranques por hora}$$

La eficiencia en este caso es del orden del 68 por 100.

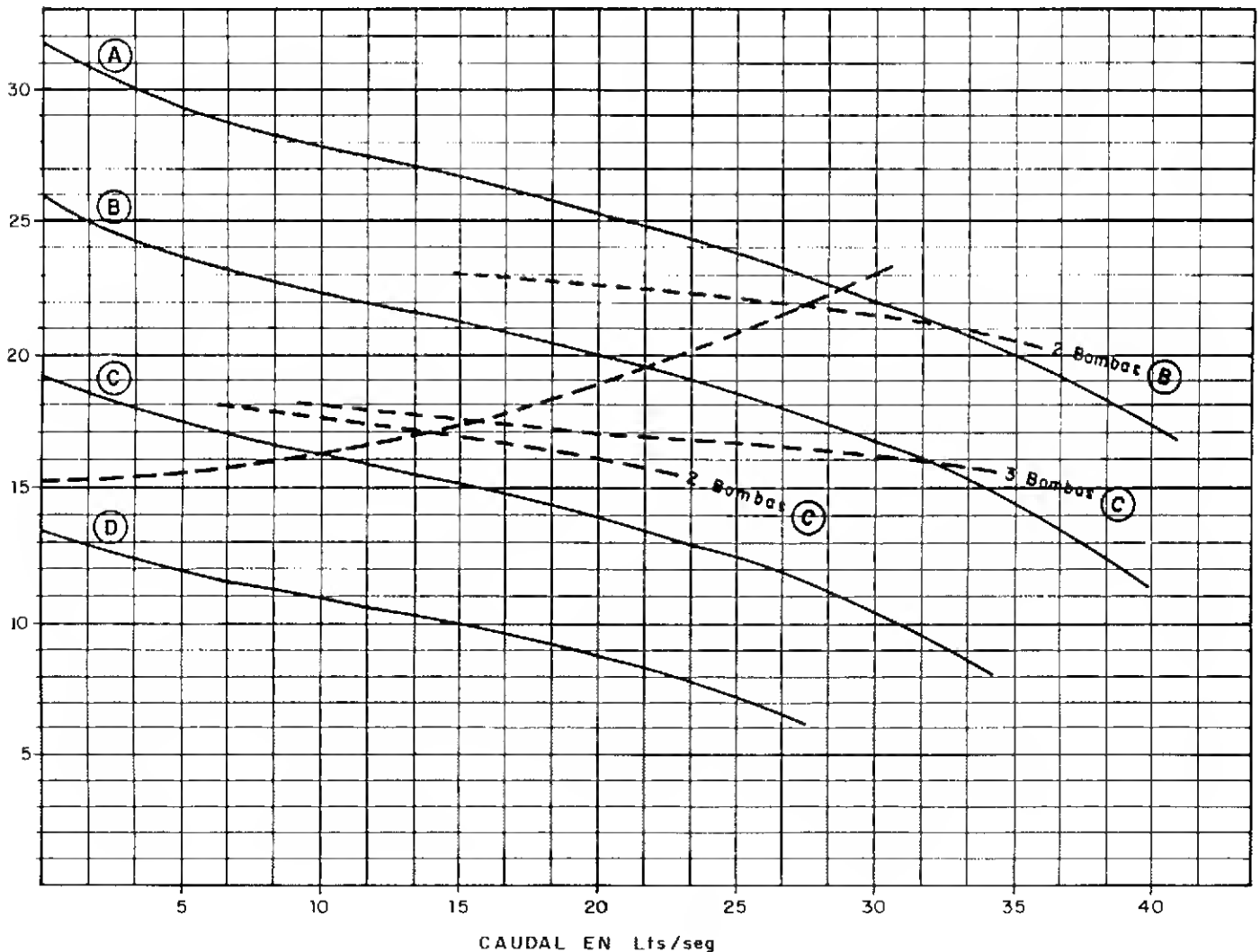


Fig. VII-18.—Curvas características e interceptos con curva del sistema.

Alternativa C

La utilización de la bomba © no representa una solución, ya que las curvas correspondientes a 1, 2, ó 3 bombas en paralelo no permiten atender la demanda, como lo demuestran las curvas correspondientes en paralelo 2 y 3 bombas de este tipo.

Adoptando la solución ⑥ para la segunda etapa del proyecto y verificando los equipos convenientes para la primera etapa.

$$Q_{\text{medio}} = 5,43 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{max}} = 16,29 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{min}} = 2,72 \text{ lt/sg}$$

usando el factor de seguridad $R = \frac{16,29}{0,80} = 20,36 \text{ lt/sg}$.

La bomba ① estaría excedida en capacidad y, por tanto, se desecha como solución.

Una sola bomba ⑥ es capaz de atender la demanda máxima posible, durante esta primera etapa de 10 años (20,36 lt/sg), ya que como vimos la curva del sistema corta a la curva ⑥ en el punto $Q = 22,4 \text{ lt/sg} > 20,36$. Si seleccionamos dos unidades para atender la capacidad de reserva, daría oportunidad a alternarlas y darles mayor longevidad, con lo cual estaríamos cubriendo parte de la segunda etapa.

También se descarta la posibilidad de usar bombas del tipo © de la figura VII-18, toda vez que dos de ellas en paralelo no satisfacen la condición del caudal máximo y se requerirán tres bombas © en paralelo para atender este gasto. Esta solución no resulta conveniente, porque además de requerir una bomba adicional, la eficiencia de ésta baja al 60 por 100 y la potencia más cercana de motores es casi igual. Todo esto hace desventajosa esta solución respecto a la ⑥, con las ventajas adicionales para esta última, ya señaladas de que pudiera prolongarse la vida útil para la segunda etapa.

Características del pozo húmedo: Dimensiones

$$\text{Largo} = 1,40$$

$$\text{Ancho} = 1,20$$

$$\text{Profundidad efectiva} = 2,00$$

Cota de llegada del colector de descarga al pozo 615,40 m.

Nivel máximo de las aguas en el pozo = 615,00

Nivel mínimo de las aguas en el pozo = 613,20.

El fondo tendrá pendiente hacia la succión y forma trapecial, la cota de fondo será:

$$V' = V - (1,40 \times 1,20 \times 1,80) = 3,36 - 3,02 = 0,34$$

$$V_{\text{tolva}} = \frac{1}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) h$$

$$h = \frac{3V}{A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}} = \frac{3 \times 0,34}{1,96 + 0,13 + 0,50} = \frac{1,01}{2,59} = 0,39 \approx 0,40$$

Luego la cota de fondo será $613,20 - 0,40 = 612,80 \text{ m}$ (Fig. VII-19).

Línea de bombeo

Seleccionado el diámetro y determinadas las pérdidas de carga, con lo cual calculamos la dinámica máxima, se complementará el diseño determinando el exceso de presión por golpe de ariete, a fin de verificar si el espesor de la tubería, para la clase seleccionada es admisible.

La tubería seleccionada $\varnothing 200 \text{ mm}$ clase 100, tiene un espesor de 10,4 mm y módulo de elasticidad $E = 6 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

$$P = 10,1 V_0 \sqrt{\frac{K e E}{e E + K d}}$$

$$V_0 = \frac{Q_{\text{máx}}}{A} = \frac{(0,0285) \times 4}{\pi (0,2)^2} = 0,91 \text{ m/sg}$$

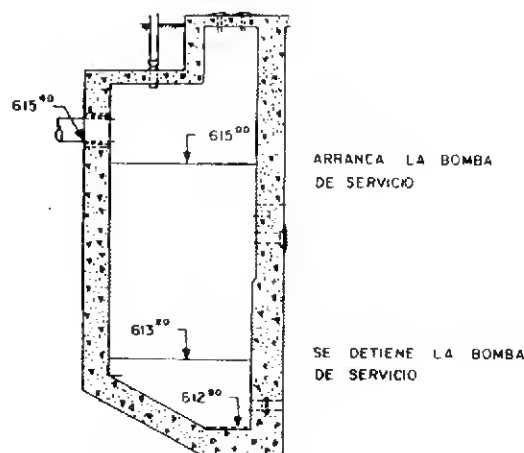


Fig. VII-19.—Cotas de los niveles de arranque y parada.

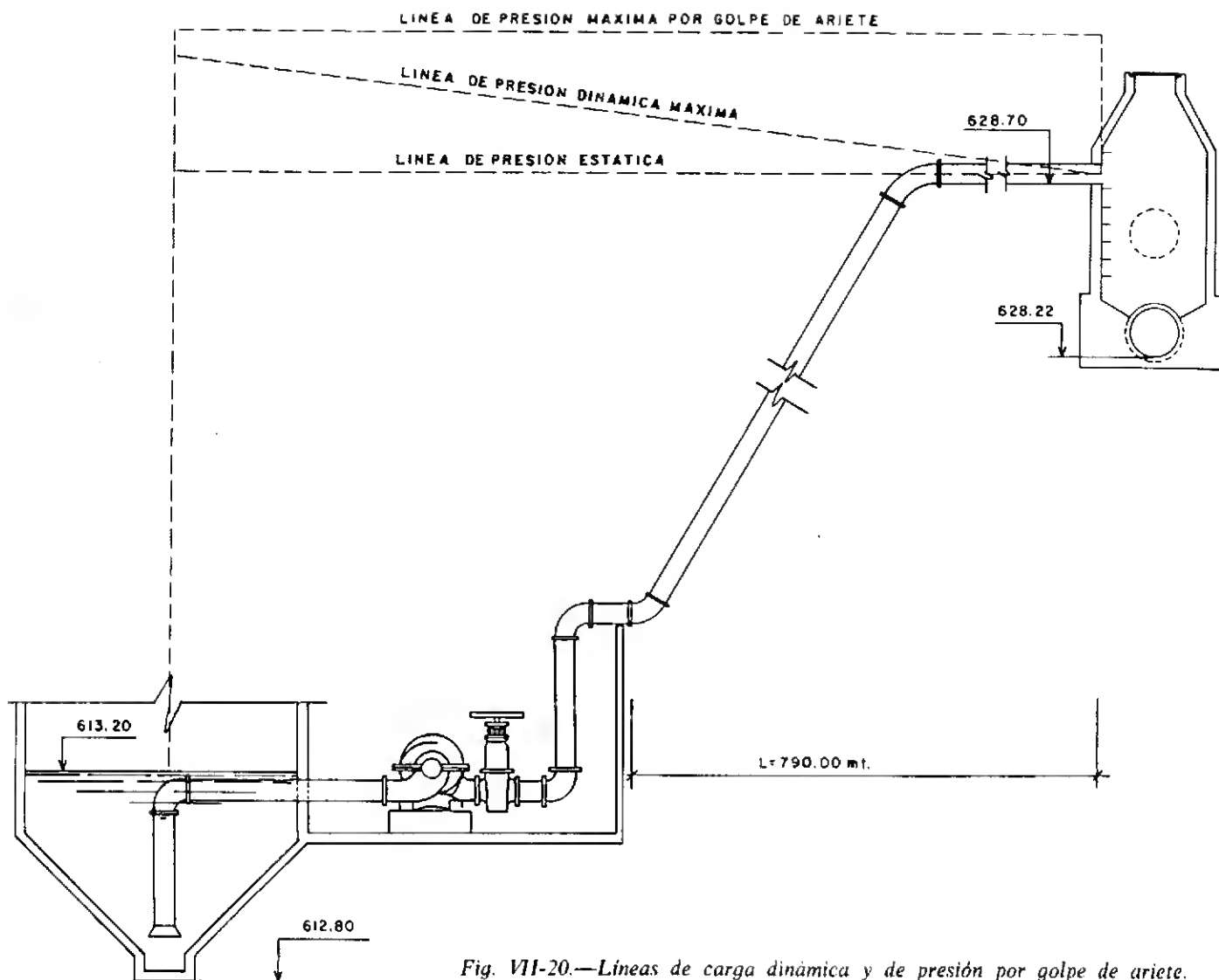


Fig. VII-20.—Líneas de carga dinámica y de presión por golpe de ariete.

Verificamos velocidad mínima de arrastre.

$$V = 1,35 \sqrt{D} = 1,35 \sqrt{0,20} = 0,60 < 0,91$$

$$P_0 = 10,1 \times 0,91 \sqrt{\frac{2 \times 10^8 \times 0,0104 \times 6 \times 10^9}{0,0104 \times 6 \times 10^9 + 2 \times 10^8 \times 0,22}} =$$

$$= 10,1 \times 0,91 \sqrt{\frac{1,25 \times 10^{16}}{1,064 \times 10^8}}$$

$$P_0 = 10,1 \times 0,91 \times 10,838 = 99,620,1 \text{ kg/m}^2 =$$

$$= 99,6 \text{ m} = 142,3 \text{ lb/pulg}^2$$

Luego $P = H_{\text{est}} + P_0 = 15,53 + 99,60 = 115,13 \text{ m}$ (Fig. VII-20).

Luego no conviene usar tubería clase 100, ya que un cierre instantáneo provocaría una presión de $115,53 \text{ m} > 70 \text{ m}$ (máxima permisible en la clase 100) usaremos entonces tubería clase 200, cuya presión de trabajo es de 140 m .

Cálculo del tiempo crítico de cerrado de las válvulas

$$t_c = \frac{2 L}{V_w} \quad e = \text{espesor no cambia para este diámetro}$$

$$V_w = \frac{1,420}{\sqrt{1 + \frac{Kd}{eE}}} =$$

$$= \frac{1,420}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 10^8 \times 0,22}{0,0104 \times 6 \times 10^9}}} = \frac{1,420}{1,31} = 1,087,45 \text{ m/sg.}$$

$$T_c = \frac{2 \times 790}{1,087,45} = 1,45 \text{ segundos}$$

Luego el tiempo mínimo de cerrado es $1,45$ segundos, por lo cual se procurará tener válvulas con tiempos de cierre mayores a 2 segundos, a fin de disminuir el impacto por golpe de ariete.

Ventosas

De acuerdo al perfil (Fig. VII-21) se observa un punto alto en E, por lo cual se sugiere colocar una ventosa automática de $\varnothing 3/4"$, a fin de prevenir la posible acumulación de aire.

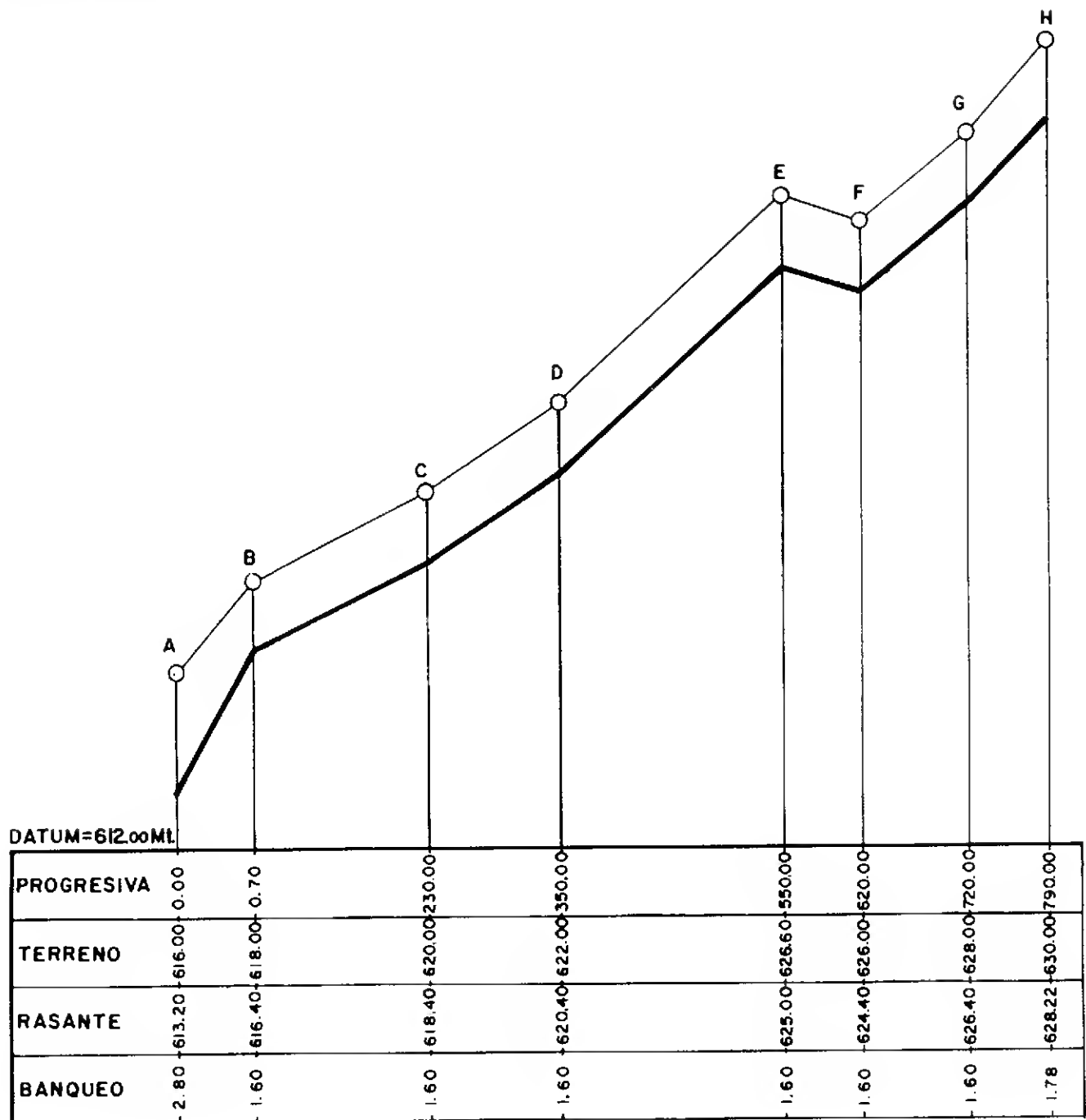


Fig. VII-21.—Perfil de la línea de bombeo.

Estructuras especiales

Sifones invertidos.
Cajones de paso o embaulados.
Aliviaderos.
Aliviadero lateral.
Aliviadero de salto.
Abacos.
Bocas de visita. Tipos.
Curvas en colectores.

Sifones invertidos

En algunos casos el trazado de un colector debe salvar una depresión tal como un río, una quebrada, un túnel, u otro colector, lo cual puede realizarse mediante la construcción de un conducto en U o sifón invertido.

El sifón invertido constituye una de las excepciones de un sistema de alcantarillado fluyendo como canal abierto, pues las características del mismo le imponen su funcionamiento como conducto a presión y en su diseño debemos considerar dos partes principales:

- a) El conducto o conductos.
- b) Las cámaras de entrada y salida.

De importancia para el diseño de un sifón invertido es considerar tanto las diferencias de elevación de las rasantes de los colectores al comienzo y final, como las velocidades de flujo para las variaciones de caudales que permitan asegurar el arrastre de sedimentos. Esta última condición, obliga en muchos casos a considerar en el diseño 2, 3 ó más conductos paralelos que permitan mantener la condición de velocidad de arrastre para las grandes variacio-

nes de caudal que en determinadas situaciones puedan presentarse.

Quando se requiera más de un conducto, deben diseñarse en la cámara de entrada los vertederos que repartan proporcionalmente los caudales.

Las normas INOS¹, aconsejan mantener velocidades no menores a 0,90 m/sg en el diseño de sifones invertidos, para cualquiera de los conductos que lo integran.

En todo caso, debe procurarse mantener velocidades que eviten la sedimentación, por lo cual resulta recomendable no basar el diseño en la velocidad mínima, sino en procurar diseñar con velocidades superiores a la velocidad de arrastre, recomendándose en sistemas unitarios o combinados una velocidad no menor de 1,5 m/sg.

En algunos casos, es recomendable llevar hasta la cámara de entrada una prolongación de las tuberías que constituyen la parte central del sifón, a fin de facilitar su limpieza (Fig. VIII-1), sin embargo, ello no siempre es útil, toda vez que la magnitud de la estructura puede no requerir esa previsión adicional que encarece innecesariamente la obra.

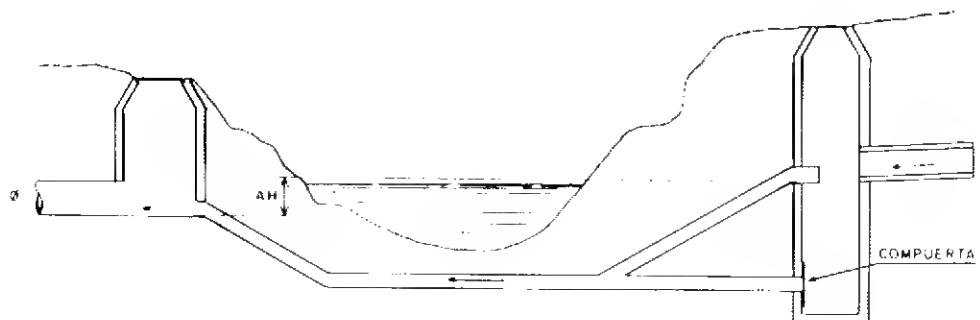


Fig. VIII-1.—Sifón invertido.

El diámetro mínimo para las tuberías del sifón es de 20 cm, en sistemas de aguas servidas y de 25 cm en sistemas de aguas de lluvia o mixtos.

Si bien constituye una práctica común el diseñar los conductos del sifón con diámetros uniformes, el Manual de la Water Pollution Control Federation²⁸ contiene una recomendación en el sentido de proveer mayores velocidades en la parte ascendente del sifón, de forma tal que la energía disponible sea más efectivamente usada para el arrastre de materia en suspensión, lo cual es posible lograr con una reducción de diámetro, cuando ello sea posible.

Procedimiento ordenado de diseño

Para el proceso de cálculo se tomarán en cuenta los siguientes pasos:

- a) Determinación de los gastos mínimo, medio y máximo.
- b) Determinación de la pendiente de la línea piezométrica.
- c) Determinación de las pérdidas de carga.
 1. A la entrada y salida.
 2. En los codos.
 3. En la longitud del sifón.
- d) Diseño de los vertederos de repartición.

Un análisis de estos detalles se da a continuación:

a) Determinación del gasto.

En un sistema de aguas negras, los gastos medio, mínimo y máximo pueden determinarse de acuerdo a los factores dados por las curvas de variaciones horarias. Sin embargo, dada la relativa poca variación entre ellos ($K=0,80$ para Q_{\min} y $2,5$ para Q_{\max}) generalmente puede lograrse mediante un sólo conducto satisfacer las condiciones de velocidad de arrastre en el sifón.

En sistemas de aguas de lluvia y unitarios, las variaciones entre caudales mínimos y máximos son significativas, lo cual obliga a diseñar el sifón con dos o más conductos.

Para un sistema unitario o mixto, la determinación del caudal mínimo es el correspondiente al gasto de aguas negras únicamente, y el gasto máximo lo constituye el caudal correspondiente al de aguas de lluvia.

- b) Determinación de la pendiente de la línea piezométrica mediante la ecuación de Manning y ecuación de continuidad.

$$V = \frac{R^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{(D/4)^{2/3} s^{1/2}}{n} = \frac{D^{2/3} s^{1/2}}{2,5198 n} = \frac{0,3969 D^{2/3} s^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{0,3969 D^{2/3} s^{1/2}}{n} \times \frac{\pi D^2}{4} = \frac{0,3117 D^{8/3} s^{1/2}}{n}$$

$$s = \left(\frac{Q \times n}{0,3117 D^{8/3}} \right)^2$$

Tanteando con valores del diámetro, obtenemos valores de la pendiente y consecuentemente de la velocidad.

- c) Determinación de la pérdida de carga:

ΔH = Pérdidas de carga.

L = Desarrollo del sifón.

Y = Pérdidas de carga por entrada, salida y en codos

$$\Delta H = Y + sL \therefore Y = \Delta H - sL$$

$$\text{Pérdidas por fricción} = sL = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} L$$

$$\text{Pérdidas diversas} = Y = \sum K \frac{V^2}{2g}$$

Calculando Y , se procede a calcular el valor real de las pérdidas $Y = h_e + h_s + h_c$

$$h_e = \text{pérdida a la entrada} = 0,10 \Delta h_v = \frac{0,10}{2g} (V_1^2 - V_0^2)$$

siendo:

V_0 = Velocidad en el sifón.

V_1 = Velocidad en el colector ①

$$h_s = \text{Pérdidas a la salida} = 0,20 \Delta h_v = \frac{0,20}{2g} (V_2^2 - V_0^2)$$

siendo:

V_2 = Velocidad en el colector ②

$$h_c = \text{Pérdidas en los codos} = 0,25 \frac{V_0^2}{2g} \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}}$$

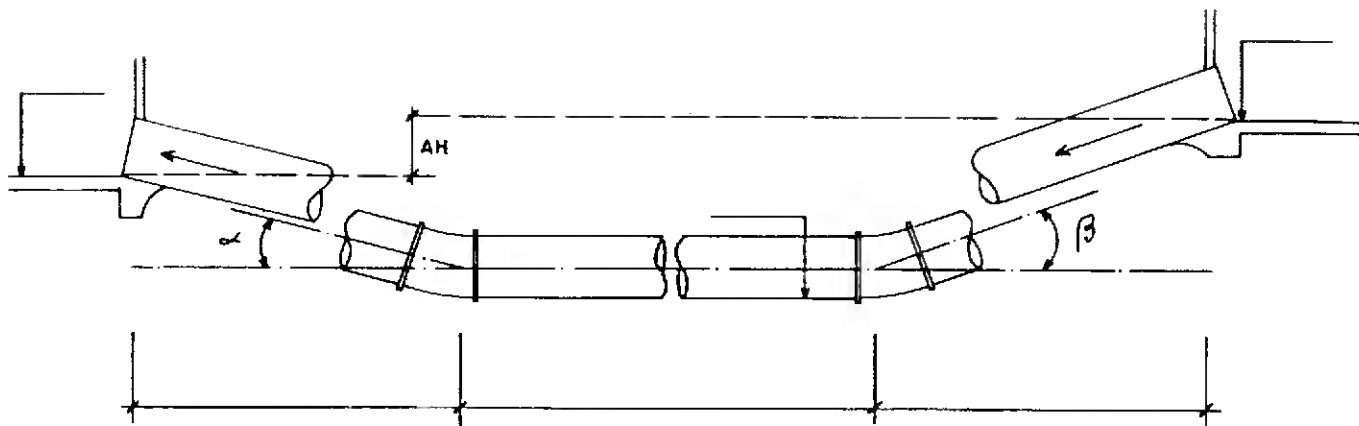


Fig. VIII-2.—Ángulos en sifones invertidos.

siendo α el ángulo que forma cada tramo inclinado del sifón con la horizontal (Fig. VIII-2).

d) Diseño de los vertederos

Para el cálculo de vertederos con caída libre puede usarse la pendiente deducida por H. King³¹

$$Q = 3,34 LH^{1,47} \left(1 + 0,56 \frac{H^2}{d^2} \right)$$

y cuya expresión en el sistema métrico es:

$$Q = 1,84 LH^{1,47} \left(1 + 0,56 \frac{H}{d^2} \right)$$

la cual puede convertirse a la expresión:

$$Q = k L H^{3/2}$$

donde:

$$K = \frac{1,84}{H^{0,03}} \left(1 + 0,56 \frac{H}{d} \right)$$

siendo:

d = Altura de agua en el canal de llegada.

H = Altura de agua sobre la cresta del vertedero.

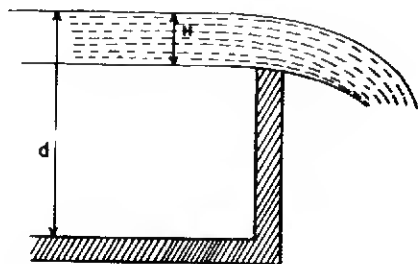


Fig. VIII-3.—Altura sobre vertedero (H. King).

También la expresión general $Q = CLH^{31} = 5,8 LH^{3/2}$ en el cual $L = dm$, $H = dm$ y $Q = lt/sg$, puede usarse con bastante aproximación para el diseño del vertedero con descarga libre. Para vertedero sumergido, la expresión de King³¹

$$\frac{Q}{Q_1} = \left[1 - \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \right]^{0,385}$$

Ejemplo

Determinar los diámetros requeridos para un sifón invertido que debe conducir las variaciones de caudal siguientes:

$$Q_{\text{mínimo}} = 50 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{medio}} = 135 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 1.100 \text{ lt/sg}$$

Las cotas de las rasantes en el colector al comienzo y final de la depresión que debe vencer son 214,67 y 214,28 respectivamente y la longitud entre ellos es de 27,0 m, siendo 1,00 m el diámetro del colector (Fig. VIII-5).

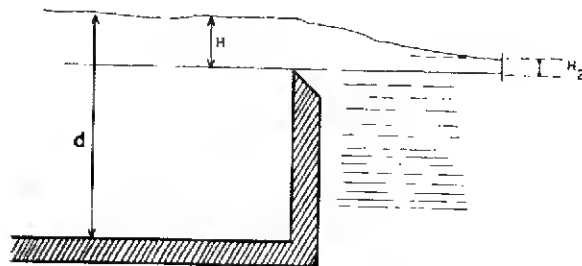


Fig. VIII-4.—Vertedero sumergido (H. King).

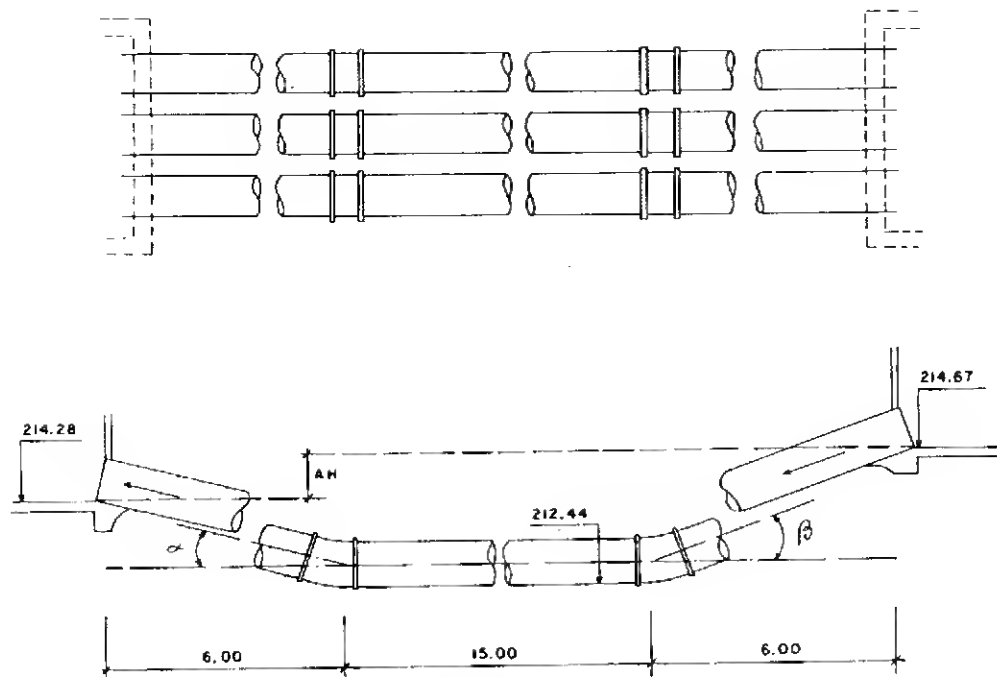


Fig. VIII-5.—Detalles de sifón invertido (Planta y perfil).

Solución

Definidos los gastos máximos, medios y mínimos, se determinan los caudales de captación de cada colector: $Q_1 = Q_{\text{mínimo}} = 50$ lt/sg requerirá de un determinado conducto, luego el exceso sobre este caudal deberá conducirse a un segundo tubo $Q_2 = 135 - 50 = 85$ lt/sg. El caudal a considerar para un posible tercer conducto será por tanto:

$$Q_3 = Q_{\text{máx.}} - (Q_1 + Q_2) = 1.100 - 135 = 965 \text{ lt/sg}$$

$$A = \frac{Q}{V} \therefore \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V} \therefore D = \frac{4Q}{\pi V}$$

mediante una serie de tanteos preparamos el cuadro siguiente:

Velocidad (m/sg)	DIAMETRO (m)		
	$Q = 965$ lt/sg	$Q = 50$ lt/sg	$Q = 85$ lt/seg
0,90	1,17	0,27	0,35
1,00	1,11	0,25	0,33
1,25	0,99	0,23	0,29
1,50	0,91	0,21	0,27
2,00	0,78	0,18	0,23

Elcigimos tres conductos de diámetros comerciales existentes $\varnothing 0,25$; $0,30$ y $0,76$ m, para los caudales Q_1 , Q_2 y Q_3 , los cuales fluirán con velocidades superiores a la mínima (0,90 m).

Determinación de las velocidades:

$$A_1 = \frac{\pi}{4} \times (0,25)^2 = 0,0491 \text{ m}^2 \quad V_1 = \frac{0,050}{0,0491} = 1,02 \text{ m/sg}$$

$$A_2 = \frac{\pi}{4} \times (0,30)^2 = 0,0707 \quad V_2 = \frac{0,085}{0,0707} = 1,20 \text{ m/sg}$$

$$A_3 = \frac{\pi}{4} \times (0,76)^2 = 0,4536 \text{ m}^2 \quad V_3 = \frac{0,965}{0,4536} = 2,13 \text{ m/sg}$$

$$S = \left(\frac{Q^n}{0,3117 \times D^{8/3}} \right)^2$$

$$S_1 = \left(\frac{0,050 \times 0,015}{0,3117 \times (0,25)^{8/3}} \right)^2 = 0,0094$$

$$S_2 = \left(\frac{0,085 \times 0,015}{0,3117 \times (0,30)^{8/3}} \right)^2 = 0,0103$$

$$S_3 = \left(\frac{0,965 \times 0,013}{0,3117 \times (0,76)^{8/3}} \right)^2 = 0,0070$$

Determinación de las pérdidas de carga:

$$Y = \Delta H - SL$$

$$H = 214,67 - 214,28 = 0,39$$

$$\text{Longitud del sifón } L = \frac{6,0}{\cos \alpha} + 15,0 + \frac{6,0}{\cos \beta}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{214,28 - 212,44}{6,0} = 0,1681$$

$$\operatorname{arc} \operatorname{tg} \alpha = 17,05^\circ \quad \alpha = 17^\circ 3' 00''$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{214,67 - 212,44}{6,0} = 0,355$$

$$\operatorname{arc} \operatorname{tg} \beta = 20,39^\circ \quad \beta = 20^\circ 23' 18''$$

$$L = \frac{6}{\cos (17^\circ 3' 00'')} + 15 + \frac{6}{\cos (20^\circ 23' 18'')} = \frac{6}{0,9561} + 15 + \frac{6}{0,9374} = 6,28 + 15 + 6,40 = 27,68 \text{ m}$$

$$Y = \Delta H - sL$$

$$Y_1 = 0,39 - 0,0094 \times 27,68 = 0,13$$

$$Y_2 = 0,39 - 0,0103 \times 27,68 = 0,10$$

$$Y_3 = 0,39 - 0,0070 \times 27,68 = 0,20$$

Determinación del valor real de las pérdidas de carga:

a) Pérdidas por entrada, salida y codos:

$$h_e = \frac{0,10}{2g} (V_1^2 - V_0^2) = \frac{0,10}{9,81} (2,25^2 - 1,02^2) = 0,041 \text{ m}$$

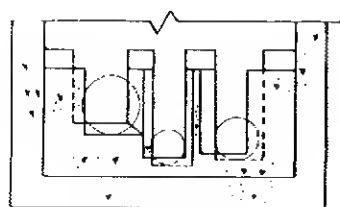
$$h_s = \frac{0,20}{2g} (V_2^2 - V_0^2) = \frac{0,20}{9,81} (1,97^2 - 1,02^2) = 0,058$$

$$h_a = 0,25 \frac{V_0^2}{2g} \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} = 0,25 \frac{1,02^2}{9,81} \sqrt{\frac{17^\circ 3'}{90^\circ}} = 0,012 \text{ m}$$

$$h_\beta = 0,25 \frac{V_0^2}{2g} \sqrt{\frac{\beta^\circ}{90^\circ}} = 0,25 \frac{1,02^2}{9,81} \sqrt{\frac{20^\circ 23' 18''}{90^\circ}} = 0,013 \text{ m}$$

$$Y = 0,041 + 0,058 + 0,012 + 0,013 = 0,124 \text{ m}$$

lo cual es aproximadamente igual a Y_1 , pudiendo hacerse una mayor aproximación y fijar la cota de rasante en la llegada.



CÁMARA DE SALIDA

Calculamos el vertedero lateral sumergido, que provocará el desborde del caudal cuando éste supere la capacidad dada al segundo conducto. Usando la expresión $Q = 5,8 LH^{3/2}$, H en dm; L en dm y Q en lt/sg, y asumiendo una longitud de vertedero $L = 1,5 \text{ m}$

$$Q = 135 - 50 = 85 \text{ lt/s}$$

$$H = \left(\frac{Q}{5,8 L} \right)^{2/3} = \left(\frac{85}{5,8 \times 15} \right)^{2/3} = 0,9846 \text{ dm}$$

o sea 9,8 cm.

Luego la cresta del vertedero estará a una cota 9,8 cm más elevada que la altura que llena al segundo conducto, a fin de provocar el desbordamiento del exceso de gasto respecto a la capacidad de dicho colector, o sea: cota rasante primer conducto + $\varnothing (0,25 \text{ m}) + H = \text{cota cresta vertedero}$ (Fig. VIII-6).

Similarmente determinamos las pérdidas de carga en los otros conductos:

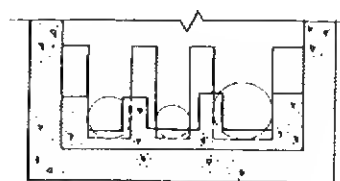
Diámetro (cm)	Velocidad (m/sg)	L (m)	h_e (m)	h_s (m)	h_a (m)	h_β (m)	Y (m)	sL (m)	ΔH (m)
30	1,20	27,68	0,04	0,05	0,016	0,018	0,124	0,29	0,41
76	2,13	27,68	0,005	0,00	0,050	0,055	0,11	0,19	0,25

Las cotas de llegada a la cámara de salida serán por tanto. Cota llegada = cota salida - ΔH .

Para el diseño de la cámara de entrada habrá que diseñar los vertederos y calcular las alturas de las láminas de agua que los caudales correspondientes provean sobre las crestas. Para ello, pueden utilizarse las expresiones de vertedero sumergido de cresta afilada

$$\frac{Q}{Q_1} = \left[1 - \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^n \right]$$

tomadas del Manual de Hidráulica de Horace W. King y Ernest F. Brater³¹.



CÁMARA DE ENTRADA

Fig. VIII-6.—Cámaras de entrada y salida del sifón.

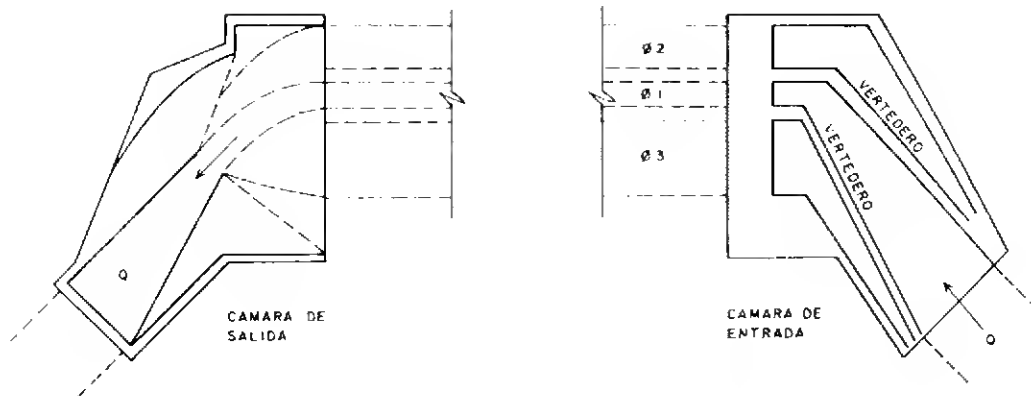


Fig. VIII-7. -- Detalles en planta de las cámaras de entrada y salida.

A continuación se presentan algunos detalles de la cámara de entrada y de salida (Fig. VIII-7).

Cajones de paso o embaulados

En ocasiones en que se requiera pasar un canal por debajo de una carretera y ésta permite un relleno sobre ella, se logra una solución a base de un embaulado o cajón de forma rectangular para el paso del caudal estimado.

La fotografía de la figura VIII-8, muestra un embaulado en un canal que atraviesa un sector residencial (Puerto La Cruz, Edo. Anzoátegui, Venezuela).

El proceso de cálculo en tales casos es como sigue:

- a) Determinar el tirante de agua en la sección, mediante la ecuación de energía.

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h + \frac{V_h^2}{2g}$$

para ello asumimos un ancho B.

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h + \left(\frac{Q}{Bh} \right)^2 \times \frac{1}{2g}$$

y se determina el valor de h por tanteos sucesivos.

- b) Determinar la pendiente del embaulado

$$S = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2$$

conocido h, se determina el área mojada, perímetro mojado y radio hidráulico.

$$A = B \times h \quad P = B + 2h \quad R = \frac{Bh}{B + 2h}$$

luego

$$S = \left[\frac{Qn}{(Bh) \left(\frac{Bh}{B + 2h} \right)^{2/3}} \right]^2$$

- c) Determinamos la altura crítica

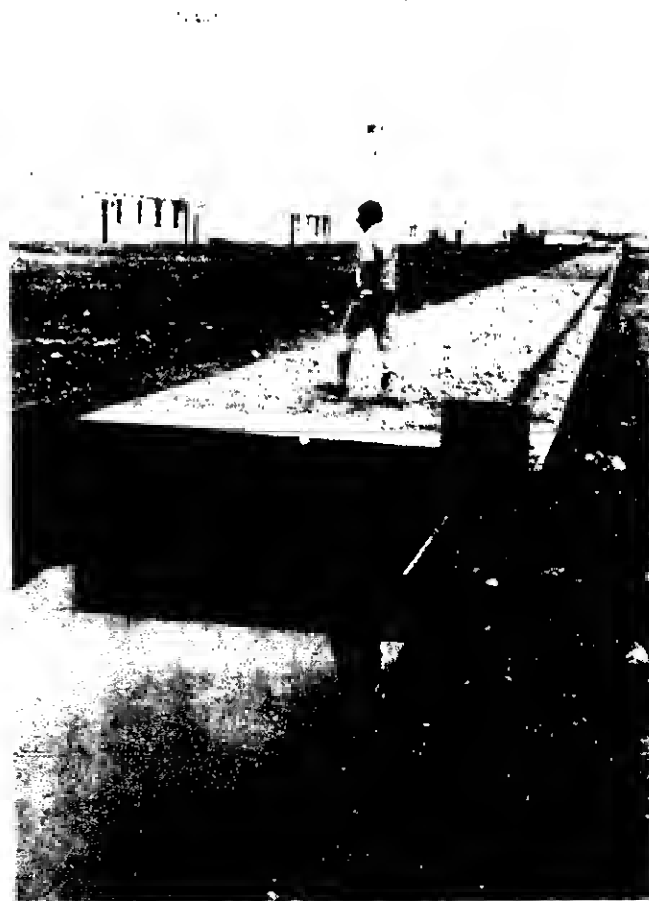


Fig. VIII-8. -- Embaulado en sector de Puerto La Cruz, Edo. Anzoátegui, Venezuela.

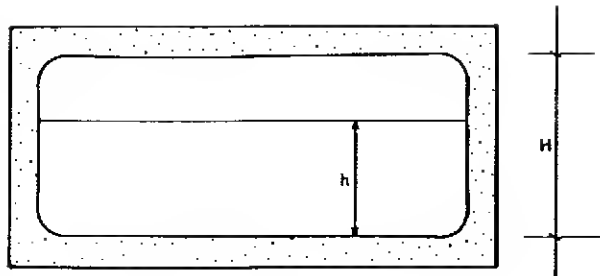


Fig. VII-9.—Cámara de aire y altura de agua del cajón.

Para secciones rectangulares la altura crítica puede determinarse como,

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,4671 q^{2/3}; \text{ donde } q = \text{gasto unitario } \frac{Q}{B}$$

Si resulta $h_c < h$, el régimen es subcrítico y resulta satisfactorio el diseño.

d) Determinar la cámara de aire

Se toma para la cámara de aire un valor tal que el tirante de agua alcance entre el 75 y 80 por 100 de la altura total del cajón (Fig. VII-9).

$$H = \frac{h}{0,80} \quad \text{a} \quad \frac{h}{0,75}$$

e) Determinar la longitud de las transiciones.

Ejemplo

Un caudal de 3,327 lt/sg va ser embaulado a partir de un punto, donde el tirante de agua es 0,92 m y trae una velocidad de 1,60 m/sg.

a) Determinación del tirante de agua:

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h + \frac{V_h^2}{2g}$$

$$0,92 + 0,13 = h + \frac{V_h^2}{2g}$$

$$1,05 = h + \left(\frac{Q}{Bh} \right)^2 \times \frac{1}{2g}$$

asumiendo un ancho $B = 2,30$ m

$$1,05 = h + \left(\frac{3,327}{2,3 h} \right)^2 \times \frac{1}{2g}$$

$$1,05 = h + \frac{0,1066}{h^2}$$

Resolviendo por tanteo

$$h = 0,90 \quad h + \frac{0,1066}{h^2} = 0,90 + 0,13 = 1,03 \text{ m.}$$

$$h = 0,92 \quad h + \frac{0,1066}{h^2} = 0,92 + 0,126 = 1,046 \text{ m.}$$

$$h = 0,93 \quad h + \frac{0,1066}{h^2} = 0,93 + 0,123 = 1,053 \text{ m} \approx 1,05$$

luego $h = 0,93$ mts.

b) Determinación de la pendiente

$$S = \left(\frac{Qn}{A R^{2/3}} \right)^2$$

$$A = B \times h = 2,3 \times 0,93 = 2,139 \text{ m}^2$$

$$P = B + 2h = 2,3 + 2 \times 0,93 = 4,16 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2,139}{4,16} = 0,5142 \quad R^{2/3} = 0,6418$$

$$S = \left(\frac{3,327 \times 0,013}{2,139 \times 0,6418} \right)^2 = 0,001 = 1 \text{ ‰}$$

c) Determinando el tirante crítico

$$h_c = 0,4671 q^{2/3} \quad q = \frac{3,327}{2,30} = 1,4465 \text{ m}^3/\text{sg/m}$$

$$h_c = 0,4671 (1,4465)^{2/3} = 0,597 < 0,93 \text{ m}$$

el régimen es subcrítico

d) Cámara de aire haciendo h entre 75 y 80 por 100 de H_{total}

$$H = \frac{0,93}{0,80} = 1,16 \text{ mts} \quad H = \frac{0,93}{0,75} = 1,24 \text{ mts}$$

tomamos $H = 1,20$ m, cámara aire = $H - h = 0,27$ m.

Consideraciones estructurales

Cuando sea necesario el vaciado en sitio de colectores rectangulares, los esfuerzos se calcularán tomando en cuenta:

- Presiones externas.
- Sobrecargas.
- Presión interna del líquido.
- Peso propio del conducto y del fluido.

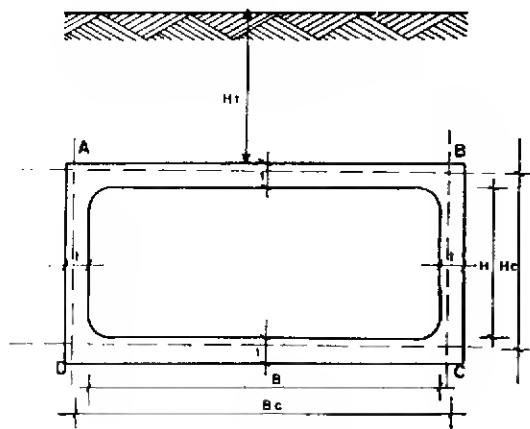


Fig. VIII-10.—Dimensionado de cajón de concreto.

Cargas concentradas

$$M_A = M_B = \frac{B}{12} \frac{2K + 4,5}{(K + 3)(K + 1)}$$

siendo

$$K = \frac{H_t}{B} \left(\frac{t}{t_1} \right)^3$$

$$M_C = M_D = -\frac{WB}{24} \frac{K + 6}{(K + 3)(K + 1)}$$

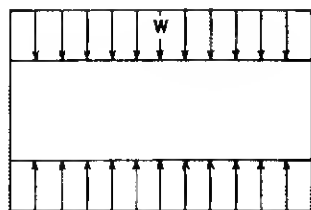
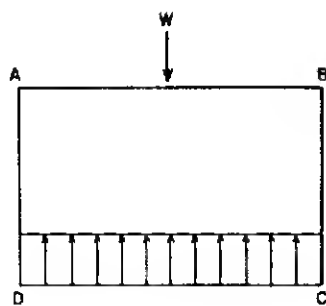


Fig. VIII-11.—Cargas concentrada y repartida y reacciones correspondientes.

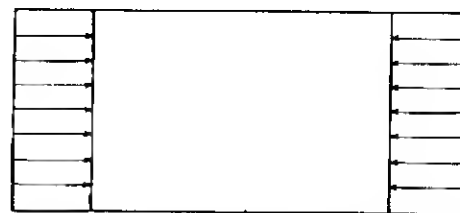
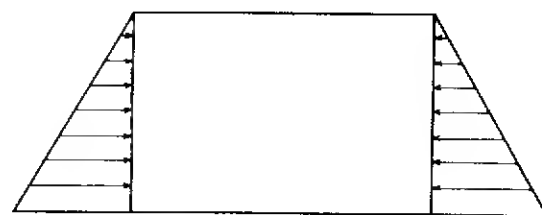


Fig. VIII-12.—Descomposición de Empuje de Tierra. Triángulo y Rectángulo.

Cargas repartidas

$$M_A = M_B = \frac{\omega B}{6} \frac{K}{(K + 3)(K + 1)}$$

$$M_C = M_D = -\frac{\omega B}{6} \frac{3 + 2K}{(K + 3)(K + 1)}$$

Empuje de la tierra

$$M_A = M_B = -\frac{P H_t}{30} \frac{(2K + 7) K}{(K + 3)(K + 1)}$$

$$M_C = M_D = -\frac{P H_t}{30} \frac{(3K + 8) K}{(K + 3)(K + 1)}$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D = \frac{P H_t \cdot K}{12 (K + 1)}$$

Ejemplo:

Proyectar estructuralmente el colector rectangular del ejemplo anterior, siendo la profundidad del relleno sobre el techo de 0,70 m. El material de relleno tiene un peso específico $\omega = 1.800 \text{ kg/m}^3$, el ángulo de fricción $\phi = 30^\circ$, $f_c = 120 \text{ kg/cm}^2$ y $f_s = 1.200 \text{ kg/cm}^2$.

Asumiendo $t = 10 \text{ cms}$

$$H = 1,20 + 2 \times 0,10 = 1,40 \text{ mts}$$

$$B = 2,30 + 2 \times 0,10 = 2,50 \text{ mts}$$

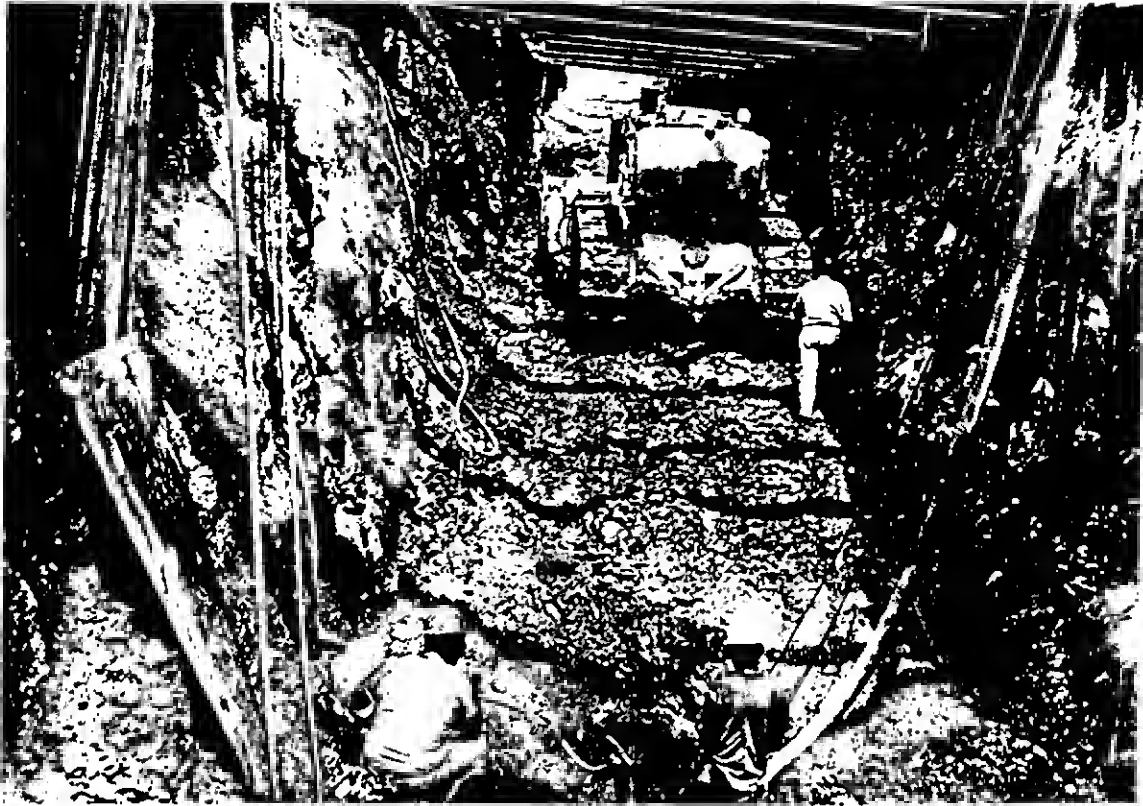


Fig. VIII-13.



Fig. VIII-14.—Armadora de acero en colector rectangular. Caracas, Venezuela.

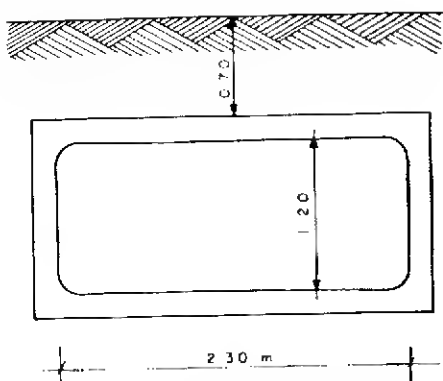


Fig. VIII-15.—Cajón de concreto.

Relleno

$$P = 0,70 \times 2,50 \times 1.800 = 3.150 \text{ kg/m}$$

Peso propio

$$q = 0,10 \times 2,50 \times 2.500 = 625 \text{ kg/m}$$

$$-p + q = 3.150 + 625 = 3.775 \text{ kg/m}$$

Momentos por cargas distribuidas

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{B}{12 (K+1)}$$

$$K = \frac{H}{B} \left(\frac{t}{t_1} \right)^3 = \frac{1,30}{2,40} = 0,542$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{3.775 \times 2,50}{12(1+0,542)} = -510 \text{ kg/mt}$$

Empuje del agua

Aún cuando existirá cámara de aire, asumimos una sobrecarga al estimar el colector fluyendo lleno.

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1.060}{2} (1,20)^2 = 763 \text{ kg} = 765$$

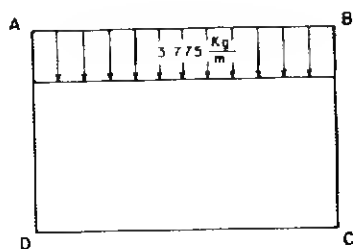


Fig. VIII-16.—Carga distribuida.

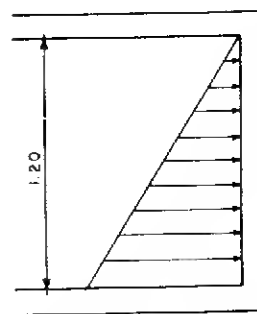


Fig. VIII-17.—Empuje del agua.

El valor del momento es igual a la expresión para empuje de tierra, pero de signo contrario.

$$M_A = M_B = -\frac{P \cdot H}{30} \frac{(2K+7)K}{(K+3)(K+1)}$$

$$M_A = M_B = -\frac{765 \times 1,3 (1,08+7) \times 0,542}{30 \times (3,542) (1,542)} = -26,6 \text{ kg-m}$$

$$M_C = M_D = \frac{P \cdot H}{30} \frac{(3K+8)K}{(K+3)(K+1)}$$

$$M_C = M_D = \frac{765 \times 1,30}{30} \frac{9,084 \times 0,542}{3,542 \times 1,542} = +30 \text{ kg/m}$$

Empuje de tierra

$$p = \omega \lg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \omega \times \lg^2 30^\circ \quad \lg 30^\circ = 0,5774$$

$$p = 1.800 \times 0,3333 = 600 \quad \lg^2 30^\circ = 0,3333$$

$$\text{para } X = 0,70 \text{ m} \quad p = 600 \times 0,70 = 420 \text{ kg}$$

$$\text{para } X = 2,10 \text{ m} \quad p = 600 \times 2,10 = 1.260 \text{ kg}$$

Dividimos el empuje trapezoidal en uno triangular y otro rectangular

$$p_1 = 420 \times 1,40 = 590 \text{ kg}$$

$$p_2 = \frac{840 \times 1,40}{2} = 590 \text{ kg}$$

para el empuje rectangular

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{PHK}{12 (K+1)} =$$

$$= \frac{590 \times 1,30 \times 0,542}{12 (1,542)} = -22,4 \text{ kg/m}$$

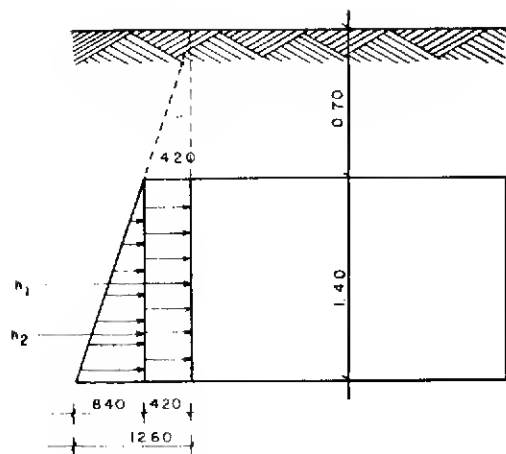


Fig. VIII-18.—Empuje de Tierra.

para el empuje triangular

$$M_A = M_B = - \frac{PH}{30} \frac{(2K+7)K}{(K+3)(K+1)} = - \frac{590 \times 1,30}{30} \times \frac{8,084 \times 0,542}{5,46} = -20,4 \text{ kg/mt}$$

$$M_C = M_D = - \frac{PH}{30} \frac{(3K+8)K}{(K+3)(K+1)} = - \frac{590 \times 1,30}{30} \times \frac{9,62 \times 0,542}{5,46} = -23,0 \text{ kg/mt}$$

Paredes verticales

$$W = 0,10 \times 1,30 \times 2.500 = 325 \text{ kg/m}$$

$$M_A = M_B = + \frac{W_B}{6} \frac{K}{(K+3)(K+1)}$$

$$M_A = M_B = + \frac{325 \times 2,50}{6} \frac{0,542}{5,46} = -13,4 \text{ kg/m}$$

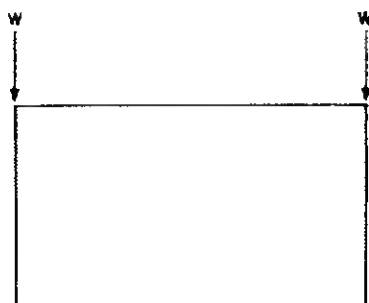


Fig. VIII-19.—Carga concentrada por peso propio de paredes.

$$M_C = M_D = - \frac{WB}{6} \times \frac{3+2K}{(K+3)(K+1)}$$

$$M_C = M_D = - \frac{325 \times 2,50}{6} \times \frac{3,084}{5,46} = -100 \text{ kg/m}$$

	M_A	M_B	M_C	M_D
Relleno + peso propio . . .	- 510,0	- 510,0	- 510,0	- 510,0
Empuje del agua	+ 26,6	+ 26,6	+ 30,0	+ 30,0
Empuje tierra (1)	- 22,4	- 22,4	- 22,4	- 22,4
Empuje tierra (2)	- 20,4	- 20,4	- 23,0	- 23,0
Paredes	+ 13,4	+ 13,4	- 100,0	- 100,0
TOTAL	- 512,8	- 512,8	- 625,4	- 625,4

Determinando los momentos positivos

$$R_A = R_B = \frac{3,775}{2} = 1,887,5 \text{ kg}$$

$$W = \frac{3,775}{2,50} = 1,510 \text{ kg/m}$$

$$M_{(1)} = -512,8 + 1,887 \times 1,25 - 1,510 \frac{(1,25)^2}{2} = +675 \text{ kg-m}$$

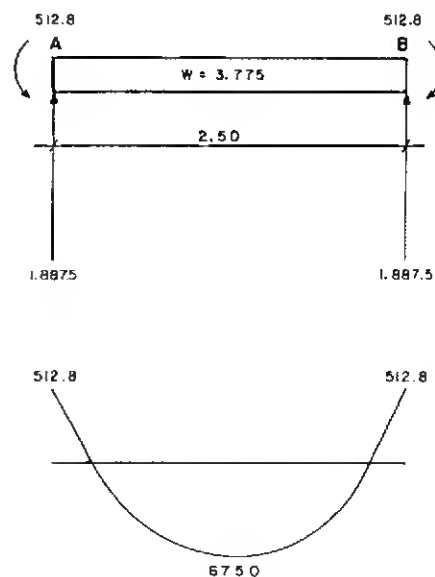


Fig. VIII-20.—Diagrama de momentos.

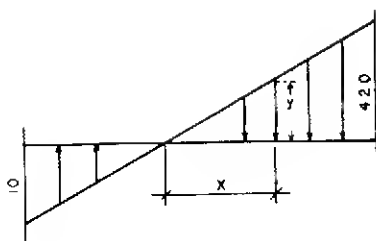


Fig. VIII-21.—Diagrama de fuerzas cortantes.

Diseñaremos con el momento positivo que es el mayor.

$$-625,4 + R_A \times 1,30 + \frac{10 \times 0,03}{2} \times \left(1,27 + \frac{0,03 \times 2}{3}\right) + \frac{420 \times 1,27}{2} \left(\frac{1}{3} \times 1,27\right) - 512,8 = 0$$

$$1,30 R_A = 625,4 - 0,2 + 112,9 + 512,8$$

$$R_A = \frac{1.250,9}{1,30} = 962,2 \text{ kg}$$

Determinamos dónde cambia de signo la fuerza cortante

$$962,2 + 10 \times \frac{0,03}{2} - \frac{420 X^2}{2} = 0$$

$$\frac{420}{1,27} = \frac{Y}{X}$$

$$420 X = 1,27 Y$$

$$962,2 + 0,15 - 210 X^2 = 0$$

$$X^2 = \frac{962,05}{210} = 4,58 \quad X = 2,14$$

luego no cambia en ningún punto, por tanto el momento es negativo en toda la longitud

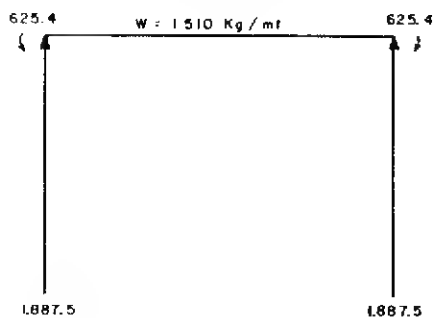


Fig. VIII-22.—Fuerzas y momentos.

Momento en el centro

$$-625,4 + 1.887,5 \times 1,25 - 1.510 \frac{(1,25)^2}{2} = 562,6 \text{ kg-m}$$

En este caso diseñaremos con el momento negativo.

Paredes verticales

El empuje total del agua vale 765 kg, luego, determinamos cuánto vale el máximo en el extremo D.

$$765 = \frac{1}{2} \times 1,20 \times X$$

$$X = \frac{765}{0,60} = 1.275 \text{ kg}$$

luego en D tendremos por empuje de agua 1.275 kg y por empuje de tierra en sentido contrario 1.260 kg, o sea, 15 kg en la base (D) y 420 kg en el techo (A)

$$\frac{420}{10} = \frac{1,30 - X}{X_1}$$

$$1.300 - 10 X_1 = 420 X_1$$

$$X_1 = \frac{1.360}{430} = 3,0 \text{ cm}$$

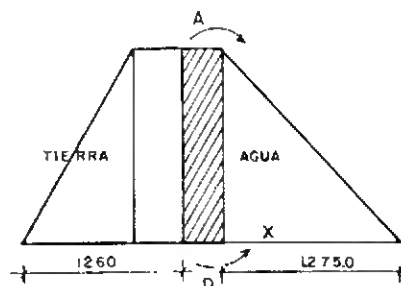


Fig. VIII-23.—Empuje de tierra y empuje de agua en paredes y diagrama de fuerzas cortantes.

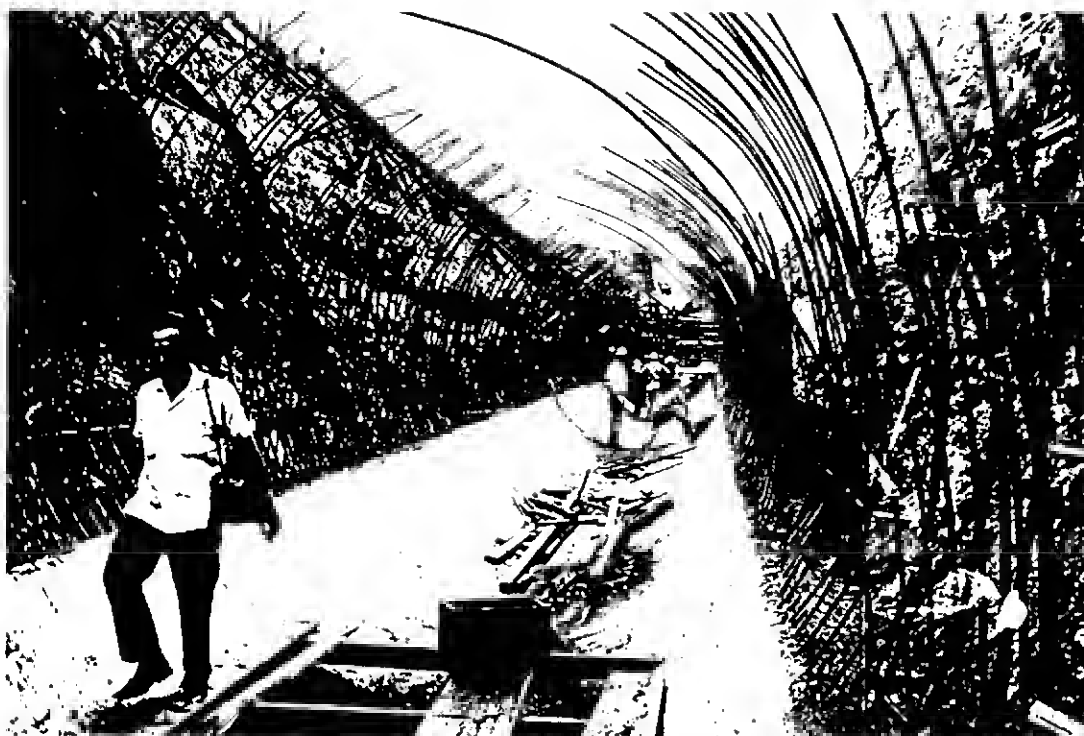


Fig. VIII-24. —Construcción en sitio de colector cilíndrico de concreto armado. Caracas, Venezuela.

Tomando momento en D.

$$625,4 + R_A \times 1,30 + \frac{10 \times 0,03}{2} \left(1,27 + \frac{0,03 \times 2}{3} \right) + \frac{420 \times 1,27}{2} \times \frac{1}{3} \times 1,27 = 512,8 = 0$$

Máximo momento negativo = 625,4 kg-m (extremos C y D)

Máximo momento positivo = 675,0 kg-m (centro de AB)

Chequeamos el espesor asumido con el máximo momento

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1.200}{n f_c} \quad n = 15$$

$$f_c = 0,45 \times 120 = 54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1.200}{15 \times 54} = 1,48$$

$$K = 0,403 \quad j = 0,866 \quad R'_c = 0,174$$

$$R_c = f_c R'_c = 54 \times 0,174 = 9,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{675}{9,4}} = 8,47 \text{ cm} = 8,5 \text{ cm}$$

$t = 8,5 + 2,5 = 11$. 10 habrá que modificar el espesor.

Cálculo del acero positivo y negativo en el techo.

$$A_{s(+)} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{67.500}{1.200 \times 0,866 \times 8,5} = 7,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \frac{51.280}{1.200 \times 0,866 \times 8,5} = 5,80 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero positivo y negativo en el fondo

$$A_{s(+)} = \frac{56.260}{1.200 \times 0,866 \times 8,5} = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = \frac{62.540}{1.200 \times 0,866 \times 8,5} = 7,1 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero en las paredes

$$A_s = \frac{62.540}{1.200 \times 0,866 \times 8,5} = 7,1 \text{ cm}^2$$

Aliviaderos

En sistemas unitarios o mixtos, resulta ventajoso permitir el alivio de un determinado caudal, a fin de lograr reducir los diámetros de los conductos, a partir del punto del aliviadero.

El caudal aliviado se descarga a un canal cercano, y el caudal menor continúa hacia la planta de tratamiento, la estación de bombeo o el sitio distante admitido para la descarga de las aguas negras.



*Fig. VIII-25.—Excavación de zanja y nivelación para colocación de tubería de concreto.
Valle La Pascua, Venezuela*

Sin embargo, para que el aliviadero pueda permitirse, debe obtenerse un caudal de aguas de lluvia que logre una dilución de las aguas negras capaz de ser tolerable para el curso receptor en el sitio de alivio.

Las autoridades sanitarias fijan criterios particulares para cada curso receptor, atendiendo a las características del efluente, de la capacidad de autopusificación del curso receptor, a los caudales de dichos cursos y a su cercanía a centros poblados. En este sentido, un estudio previo a la descarga es requisito indispensable para definir la posibilidad de ubicación de un aliviadero.

Las normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹, han establecido algunos criterios que tienden a orientar al proyectista en las relaciones de dilución que podrían hacer factible la ubicación de un aliviadero, y a tal efecto señalan:

«En sistemas de alcantarillado único o mixto, los aliviaderos se diseñarán en forma de obtener las diluciones siguientes:

1. En los colectores secundarios.
 - a) Dentro del perímetro poblado, cuando el alivio se realiza a quebradas o cursos de aguas de poco gasto, comenzará a funcionar el aliviadero, cuando el gasto en el colector sea diez veces el gasto medio de las aguas servidas solamente.
 - b) Fuera del poblado, en ríos de alguna importancia, lago o mar, el aliviadero deberá funcionar cuando el gasto alcance cinco veces el gasto medio de las aguas servidas solamente.
2. En emisarios o colectores principales.
 - a) Dentro del perímetro poblado, en quebradas o cursos de agua de poco gasto, comenzará a funcionar el aliviadero cuando el gasto en el colector sea cinco veces el gasto medio de las aguas servidas solamente.

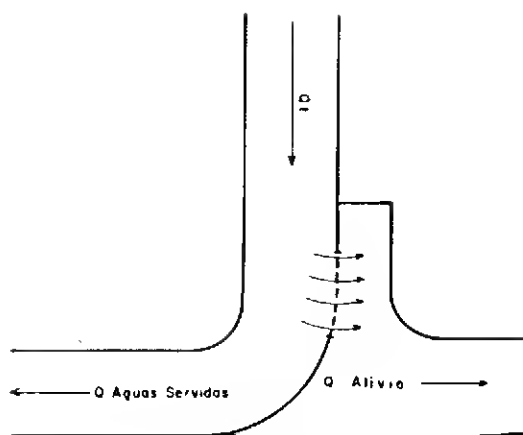


Fig. VIII-26.—Aliviadero lateral.

- b) Fuera del poblado, en ríos de alguna importancia, lago o mar, el aliviadero deberá funcionar cuando el gasto alcance $2\frac{1}{2}$ veces el gasto medio de las aguas servidas solamente.»

Por relación de dilución se entiende al número de veces que un gasto Q (lt/sg) de aguas de lluvia mezcladas con aguas negras contiene el caudal neto de aguas negras.

Los aliviaderos son estructuras que permiten diversificar los caudales a partir de una cierta condición de flujo, determinada por la relación de dilución. De ellos, los tipos más generalizados en su uso son los aliviaderos laterales y los aliviaderos de salto.

Aliviaderos laterales

Consiste en una abertura o ventana abierta en un conducto, a fin de permitir la descarga de un exceso de gasto a un canal de alivio, permitiendo que caudales menores continúen hacia el sistema de aguas servidas (Fig. VIII-26).

Fijada la relación de dilución y conocidos los caudales de aguas servidas y de aguas de lluvia, se puede determinar el gasto a partir del cual se permite comience a funcionar el aliviadero.

La cresta del vertedero lateral estará a la altura del fondo del conducto, equivalente al tirante de agua definido por el caudal correspondiente al gasto medio de aguas negras Q multiplicando por la relación de dilución D .

Cualquier gasto Q menor que DQ continuará por el canal reducido de aguas negras hasta la planta de tratamiento o descarga permitida.

Cuando el gasto exceda de DQ , el aliviadero comenzará a trabajar, permitiendo la descarga al sitio cercano, previamente autorizado para tal fin. Es evidente que la calidad del agua cuya descarga se permite aliviar al curso receptor presenta características idénticas a la que continúa hacia la planta de tratamiento, sin embargo, como generalmente las plantas de tratamiento de aguas servidas funcionan como procesos biológicos de las bacterias, es preferible mantener un caudal de flujo hacia ella, que asegure la continuidad del proceso.

Muchas expresiones experimentales han sido utilizadas en el diseño de aliviaderos laterales, siendo la propuesta por el profesor Harold E. Babbitt³², de la Universidad de Illinois, U.S.A., una de las más generalizadas.

De acuerdo a las experiencias realizadas por Babbitt, sobre vertederos laterales, consistentes en una ventana abierta lateralmente a un conducto de sección circular (Fig. VIII-27) concluyeron en la expresión siguiente:

$$L = 2,3 \ V d \log \frac{h_1}{h_2}$$

donde:

L = Longitud de la ventana en pies.

V = Velocidad de aproximación pies/sg.

d = Diámetro de la tubería, pies.

h_1 = Altura de agua sobre la cresta del vertedero al comienzo del mismo, pies.

h_2 = Altura de agua sobre la cresta del vertedero al final del mismo, pies.

Las limitaciones a la expresión de Babbitt son:

- La altura de la cresta del vertedero (Z) debe estar comprendida entre $\frac{d}{4}$ y $\frac{d}{2}$.
- La cresta del vertedero es de pared delgada y paralela a la rasante del tubo.

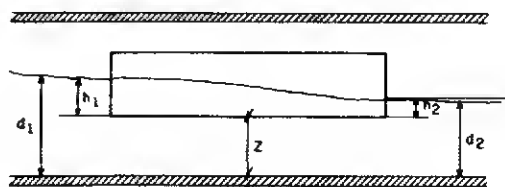


Fig. VIII-27.—Aliviadero lateral (Babbitt).

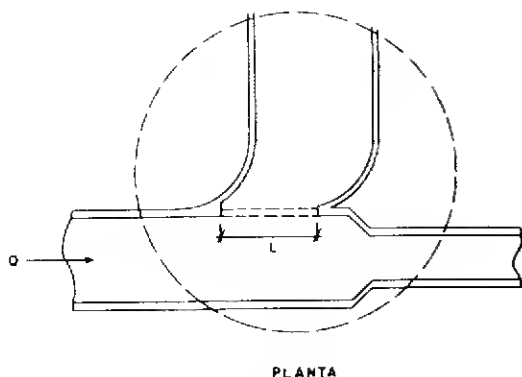


Fig. VIII-28.—Esquema del dispositivo de aliviadero lateral.

- c) La expresión tiene validez dentro del rango de la experiencia, es decir, para diámetros entre 18" y 24".
- d) La carga sobre la cresta del vertedero, no exceda $\frac{3}{4}$ d.

La expresión de Babbitt, para aliviaderos laterales convertida al sistema métrico toma la forma

$$L = 7,55 V d \log \frac{h_1}{h_2}$$

las unidades dadas en m y en m/sg.

Ejemplo

Determinar la longitud de ventana de un aliviadero lateral en un colector de 61 cm (24") de diámetro, si el caudal de aguas negras es de 44 lt/sg y el caudal máximo de aguas de lluvia es de 430 lt/sg. La pendiente en el colector es de 10 por 1.000 y continuará con igual pendiente después del aliviadero.

Solución

Asumiendo una relación de dilución 1:5 el aliviadero deberá comenzar a funcionar cuando el gasto de aguas mezcladas sea mayor a $5 Q_m = 5 \times 44 = 220$ lt/sg.

Luego se tiene:

Q en el canal de aproximación = 430 lt/sg.

Q en el canal de aguas negras = 220 lt/sg.

Q en el canal de alivio = $430 - 220 = 210$ lt/sg.

Con $S = 10\text{‰}$ y $\varnothing = 61$ cm (24") se obtiene en el ábaco V-1, $C = 640$ lt/sg, $V_c = 2,20$ m/sg.

Para el mismo colector de llegada $Q_{\text{máx}} = 430$ lt/sg.

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{430}{640} = 0,67$$

y obtenemos del ábaco de la figura IV-8

$$\frac{H}{D} = 0,60 \quad \text{y} \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,07$$

$$H = 0,60 \times 0,61 = 0,37 \text{ m} \quad V_R = 1,07 \times 2,20 = 2,35 \text{ m/sg.}$$

Determinando la altura del vertedero (Z)

$$Z = H \text{ para } Q = 220 \text{ lt/sg.}$$

luego $\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{220}{640} = 0,34$ y obtenemos en la figura IV-8

$$\frac{H}{D} = 0,39 \quad d_1 = 0,39 \times 0,61 = 0,24 \text{ m}$$

luego $Z = 24$ cm

$$\frac{D}{4} = 15,25; \quad \frac{D}{2} = 30,5 \quad \frac{D}{4} < Z < \frac{D}{2}$$

Determinando la altura en el extremo final del vertedero.

El caudal máximo en el canal de aguas servidas es de 220 lt/sg, siendo la pendiente igual al anterior, elegimos $\varnothing = 46$ cm (18").

Para lo cual obtenemos $C = 258$ lt/sg, $V_c = 1,57$ m/sg.

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{220}{258} \quad \frac{H}{D} = 0,71 \quad d_2 = 0,71 \times 0,46 = 0,33 \text{ m}$$

Mediante esta aproximación, tendríamos que:

$$h_1 = d_1 - Z = 0,39 - 0,24 = 0,15 \text{ m}$$

$$h_2 = d_2 - Z = 0,33 - 0,24 = 0,09 \text{ m}$$

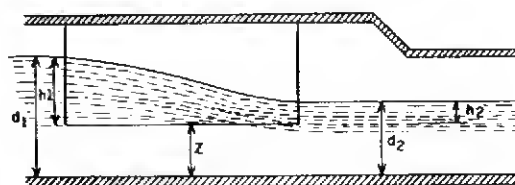


Fig. VIII-29.—Alturas de agua en aliviadero lateral.

luego aplicando la expresión de Babbitt, convertida al sistema métrico:

$$L = 7,55 \text{ V d log } \frac{h_1}{h_2} = 7,55 \times 2,35 \times 0,61 \times \log \frac{0,15}{0,09} = 2,40 \text{ m}$$

Ejemplo

Un colector de un sistema mixto tiene pendiente del 9 por 1.000 y su diámetro es 1,68 m (66"). Ha sido diseñado para un caudal máximo de 8.500 lt/sg. Las aguas servidas deben conducirse hasta una planta de tratamiento que sólo admite un caudal máximo de 570 lt/sg a través de un colector cuya pendiente es del 5 por 1.000.

Un aliviadero lateral debe comenzar a funcionar cuando el gasto sea cinco veces el caudal medio de aguas negras que es de 85 lt/sg.

Determinar la longitud de vertedero requerido.

La altura Z , a dar a la cresta del vertedero estará determinada por la relación de dilución permisible, luego el gasto de diseño será $Q = DQ_m = 5 \times 85 = 425$ lt/sg.

Con $Q = 425$ lt/sg y $S = 5\%$ seleccionamos un diámetro para el conducto de aguas negras $\varnothing = 69$ cm (27") y obtenemos $C = 620$ lt/sg, $V_c = 1,60$ m.

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{425}{620} = 0,69 \quad \text{y} \quad \frac{H}{D} = 0,61$$

$$H = 0,61 \times 69 = 42 \text{ cm}$$

Similarmente, cuando el caudal ascienda al máximo permisible para la planta de tratamiento, se tiene:

$$\frac{Q}{c} = \frac{570}{620} = 0,92 \quad \text{y} \quad \frac{H}{D} = 0,75 \therefore d_1 = H = 0,75 \times 69 = 52 \text{ cm}$$

luego la máxima altura h_2 que se puede admitir sobre el vertedero (en el extremo final) es de $52 - 42 = 10$ cm.

A fin de determinar Z , se calcula la altura en el conducto de \varnothing 1,68 m que provocará el caudal de dilución.

$$Q = 425 \text{ lt/sg.}$$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{425}{8.500} = 0,05$$

$$\frac{H}{D} = 0,14 \therefore H = 0,14 \times 1,80 = 0,25 \text{ m}$$

luego $Z = H = 0,25$ m.

La altura h_1 sobre la cresta del vertedero, al comienzo del mismo, será:

$$\text{Para } \varnothing = 1,68 \text{ m y } S = 9\text{‰} \quad C = 9.030 \text{ lt/sg} \quad V_c = 4,10 \text{ m/sg.}$$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{8.500}{9.030} = 0,94 \quad \frac{H}{D} = 0,76 \quad d_1 = H = 0,76 \cdot D = 0,76 \times 1,68 = 1,28 \text{ m}$$

$$\frac{V_R}{V_c} = 1,11 \quad V_R = 1,11 \times 4,10 = 4,55 \text{ m/sg.}$$

Si la altura $Z = 0,25$ m se obtendrá $h_1 = d_1 - Z = 1,28 - 0,25 = 1,03$ m y la altura h_2 ya calculada es de 0,10 m.

Aunque las limitaciones de la investigación realizada por Babbitt, no aseguran la aplicabilidad de su expresión para este ejemplo, determinemos la longitud de ventana para establecer comparación con otras expresiones.

$$L = 7,55 \text{ V d log } \frac{h_1}{h_2} = 7,55 \times 4,55 \times 1,68 \log \frac{1,03}{0,10} = 58,45 \text{ m}$$

Como se ha visto, la mayor dificultad e imprecisión está en la determinación de la altura de agua en el extremo posterior del vertedero.

El doctor J. A. Ayala D., en su trabajo sobre aliviaderos laterales³³, propone una fórmula que toma en cuenta algunas variables no estimadas por otros investigadores. En efecto, en su estudio «intenta tomar en cuenta el movimiento compuesto de los filetes líquidos, que simultáneamente se encuentran solicitados por fuerzas paralelas unas a la cresta del vertedero y otras perpendiculares a la misma», así como que «permite hacer variable el ancho del canal a lo largo del aliviadero» (Fig. VIII-30).

Las deducciones hechas por el doctor Ayala, concluyen en la expresión:

$$L = \frac{2,3 \log \frac{h_1}{h_2} - \frac{Z}{3} \left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h_1} \right)}{\frac{2,3 \sqrt{h_2}}{V(a_1 - a_2)} \log \frac{a_1}{a_2}}$$

y propone para h_2 la expresión $h_2 = U^2$, siendo $U = \sqrt[3]{K + \sqrt{\delta}} + \sqrt[3]{K - \sqrt{\delta}}$

$$\delta = K^2 + \left(\frac{h_2}{3} \right)^3 \quad K = \frac{Q_2 \sqrt{h_1}}{2 a_2 V}$$

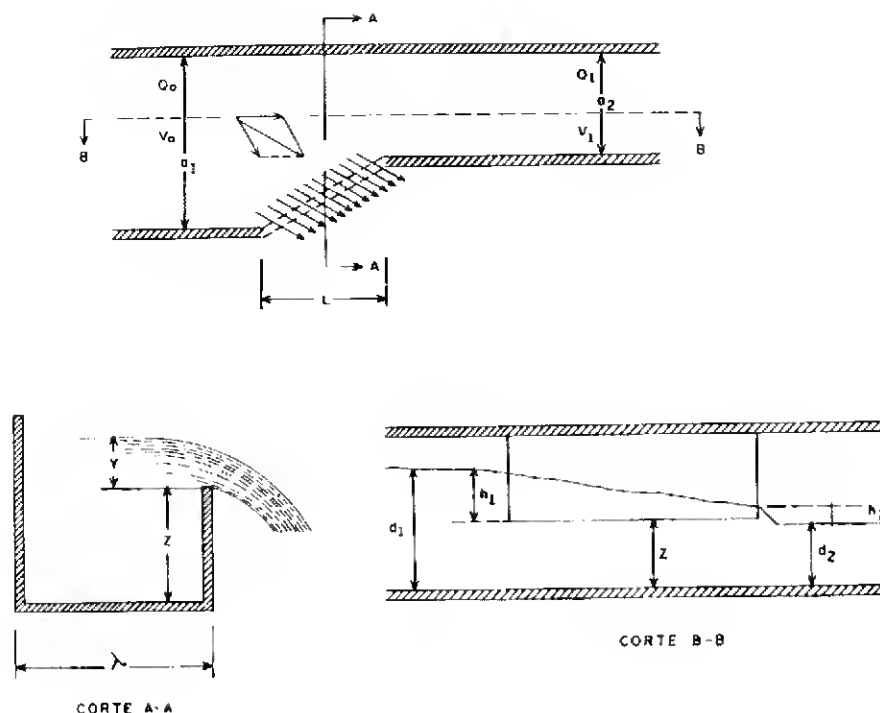


Fig. VIII-30. —Aliviadero lateral (Dr. J. A. Ayala).

Aliviaderos de salto

El aliviadero de salto consiste en una estructura, la cual posee una abertura en la parte inferior, que permite captar en su totalidad el chorro de agua que provoca velocidades iguales o menores a la del gasto correspondiente a la relación de dilución (Fig. VIII-31).

El chorro cayendo puede ser interceptado mediante un dispositivo especial, cuya ubicación debe determinarse a fin de que la captación se produzca cuando la dilución de las aguas negras en las aguas de lluvia sea la permitida.

Teóricamente, la trayectoria del centro de gravedad de la lámina de agua cayendo libremente es una parábola, cuyas ecuaciones, respecto a un sistema de coordenadas cartesianas son:

$$X = V \times t$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2$$

V = Velocidad de aproximación (m/sg).

t = Tiempo (sg).

g = Aceleración de gravedad (m/sg²).

X e Y = Coordenadas del punto.

El Profesor Harold E. Babbitt³² realizó pruebas sobre aliviaderos de salto, llegando a la conclusión de que las curvas de la superficie de la lámina de

agua, tanto el filete superior como el inferior, atienden a las siguientes expresiones:

$$X = 0,53 V^{2/3} + Y^{4/7} \quad \text{para la superficie superior.}$$

$$X = 0,30 V^{4/7} + Y^{3/4} \quad \text{para la superficie inferior.}$$

Para el filete superior el sistema de coordenadas toma como ejes, para las abscisas la superficie de la lámina de agua en el canal de aproximación y las ordenadas el eje vertical pasando por el extremo del colector (Fig. VIII-32).

V = Velocidad de aproximación en pies/sg.

X e Y = Expresadas en pies.

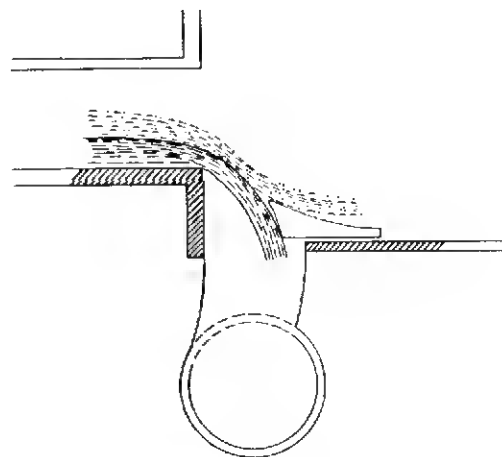


Fig. VIII-31. —Aliviadero de salto.

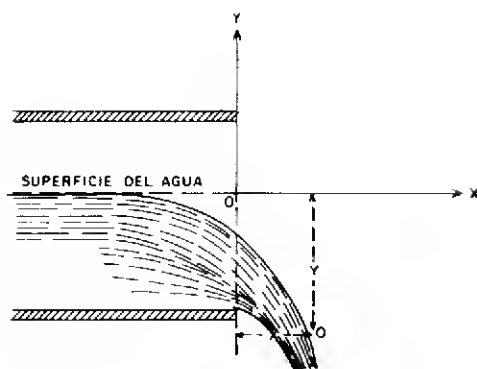


Fig. VIII-32.—Coordenadas para la lámina superior.

esta ecuación de Babbitt, para la lámina superior convertida al sistema métrico toma la expresión:

$$X = 0,36 V^{2/3} + 0,60 Y^{4/7}$$

V en m/sg, X e Y en m.

Para el filete líquido inferior, se considera un sistema de coordenadas cartesianas cuyo eje de abscisas pasa por el fondo del colector y de ordenadas al eje que pasa por el extremo del colector (Fig. VIII-33).

La ecuación de la lámina inferior convertida al sistema métrico es

$$X = 0,18 V^{4/7} + 0,74 Y^{3/4}$$

Siendo las unidades iguales a las unidades para la lámina superior.

Las expresiones de Babbitt para vertederos de salto, tienen las siguientes limitaciones: para diámetros menores de 3,0 m; para tirantes de agua en el colector de aproximación no mayores de 35,5 cm; para pendientes menores de 25 por 1.000, para ordenadas de la curva inferior comprendidas entre 0,15 y 1,52 m, y para ordenadas de la curva superior menores de 1,52 m.

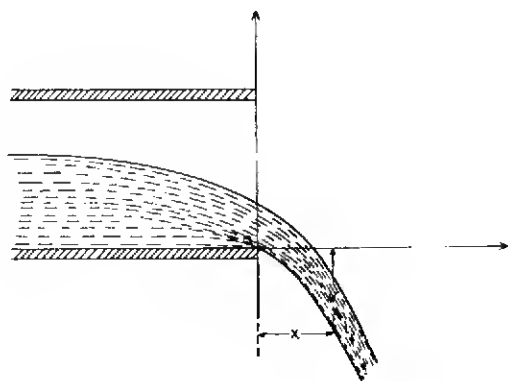


Fig. VIII-33.—Coordenadas para la lámina inferior.

El ingeniero Shumaker del INOS, elaboró dos ábacos para el cálculo de los aliviaderos de salto, en base a las ecuaciones de Babbitt, los cuales se presentan en las figuras VIII-34 y VIII-35, para el filete superior e inferior respectivamente, los cuales ayudan en la determinación aproximada de las coordenadas y rasantes del aliviadero.

Ejemplo

Si la garganta en el aliviadero de salto que se muestra en la figura es de 0,64 m, la pendiente del colector de Ø 91 cm que llega es de 0,6 por 1.000 ¿Cuál es la máxima cantidad de agua que puede caer al canal de aguas servidas?

Solución

Asumimos que la máxima cantidad que puede caer al canal de aguas servidas, ocurrirá cuando la velocidad del chorro sea tal que el filete superior toque el borde del aliviadero, luego usaremos la expresión de Babbitt para la curva superior:

$$X = 0,36 V^{2/3} + 0,60 Y^{4/7}$$

siendo

$$X = 0,64 \text{ m}$$

$$0,64 = 0,36 V^{2/3} + 0,60 Y^{4/7}$$

siendo V e Y interdependientes, deberá resolverse por tanteos. Asumiendo el tirante de agua $d = 0,23$ m, luego $Y = 0,23 + (137,45 - 137,00) = 0,68$ m.

Conocida la pendiente y el diámetro del colector de llegada, podemos conocer su capacidad y velocidad a sección plena, ábaco de la figura V-1 y obtenemos $C = 460$ lt/sg, $V_c = 0,90$ m/sg.

Con el tirante asumido $\frac{H}{D} = \frac{0,23}{0,91} = 0,25$ obtenemos el gráfico de Relaciones hidráulicas (Fig. IV-8)

$$\frac{V_R}{V_c} = 0,70 \quad V_R = 0,70 \times 0,90 = 0,63 \text{ m/sg}$$

sustituyendo los valores de V_R e Y en la ecuación de Babbitt

$$X = 0,36 (0,63)^{2/3} + 0,60 (0,68)^{4/7}$$

$$X = 0,26 + 0,48 = 0,74 > 0,68$$

En virtud de que el valor obtenido es mayor que el asumido, tomaremos un valor de tirante de agua menor.

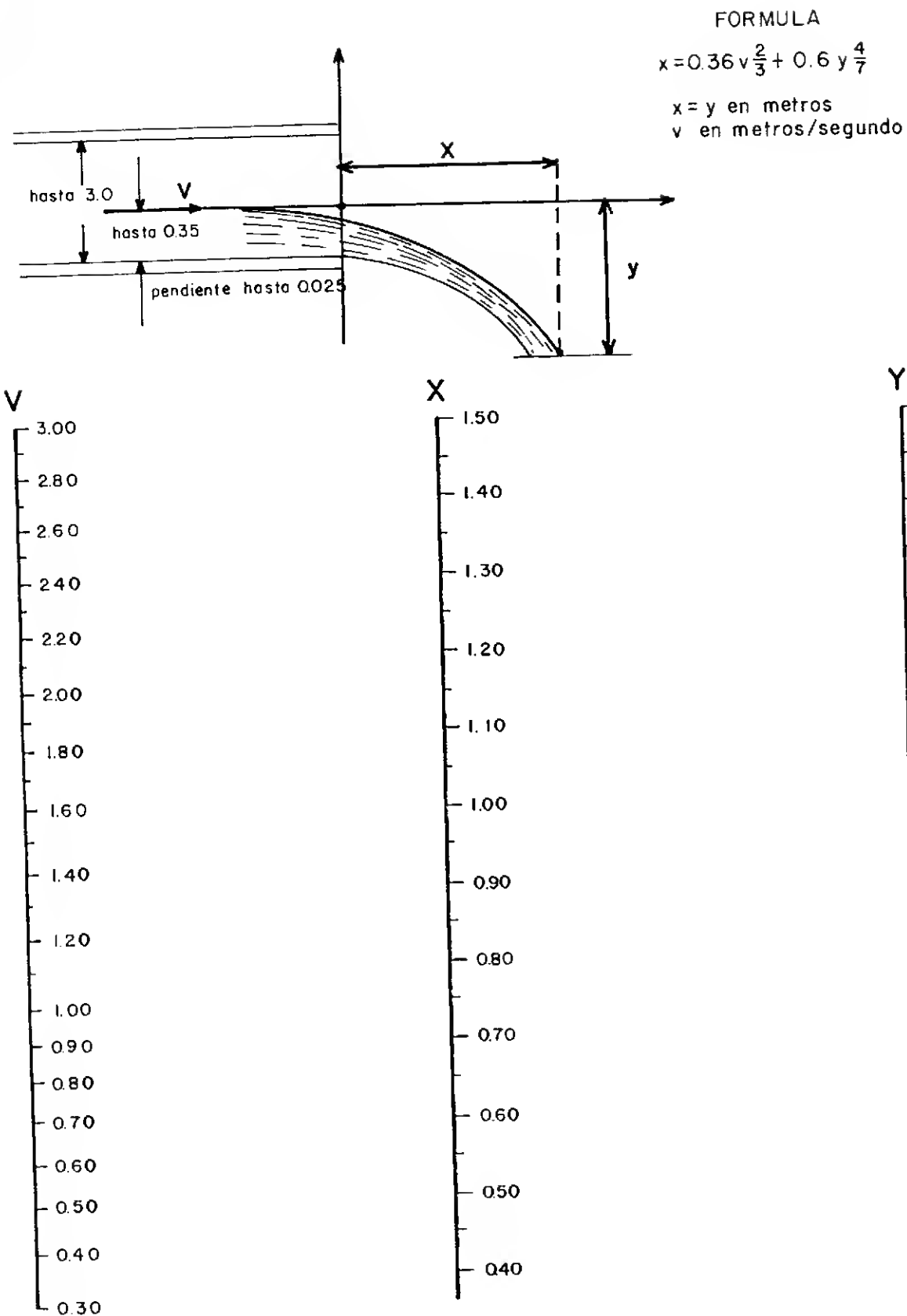


Fig. VIII-34.—Abaco para lámina superior en vertedero de salto (Shumaker).

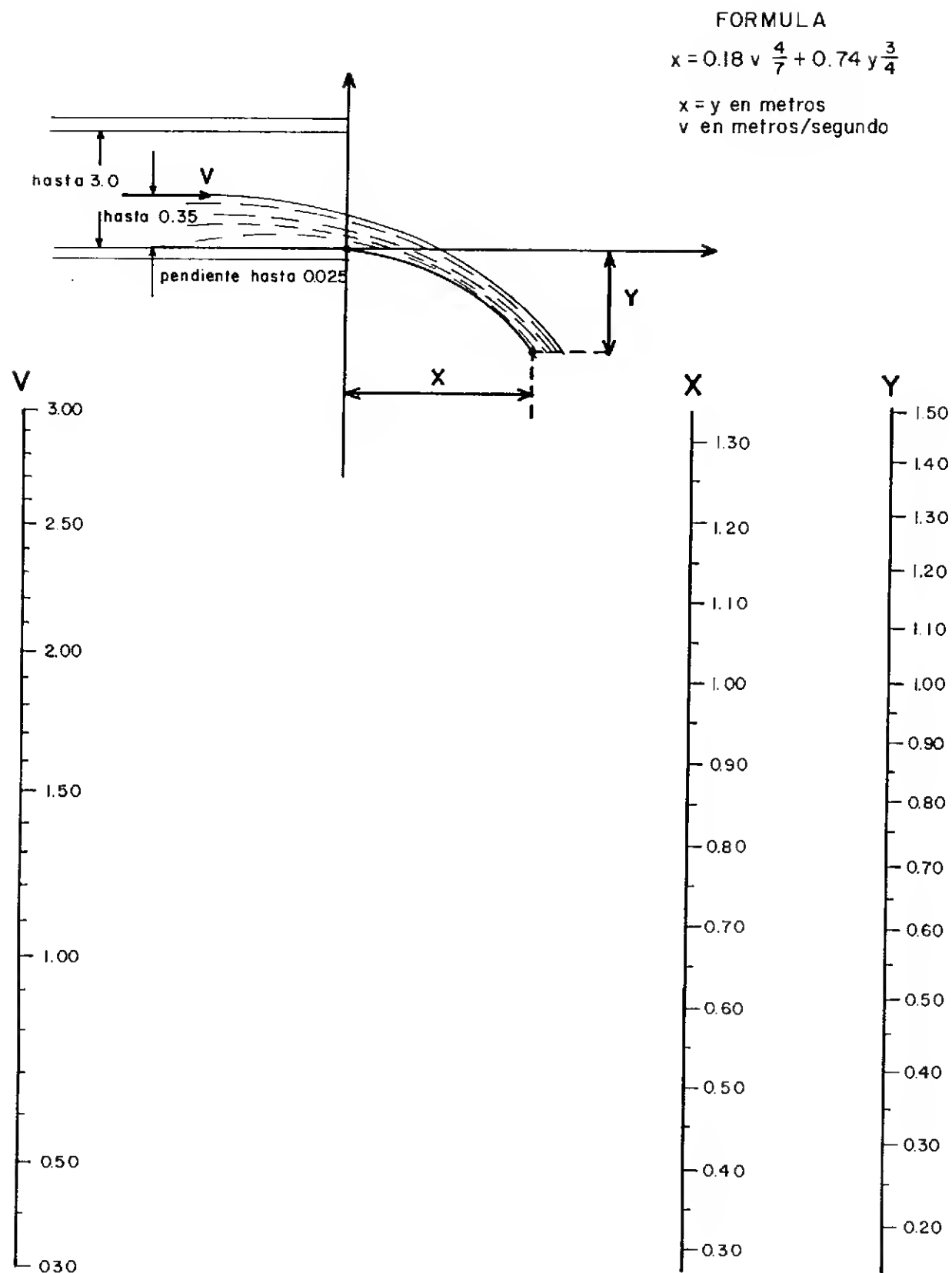


Fig. VIII-35.—Abaco para lámina inferior en vertedero de salto (Shumaker).

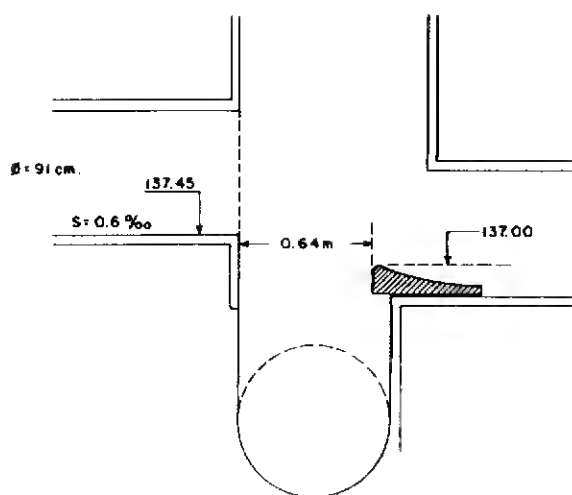


Fig. VIII-36.—Aliviadero de salto.

Asumiendo $H = 0,15$ m $Y = 0,15 + 0,45 = 0,60$ m

$$\frac{H}{D} = \frac{0,15}{0,91} = 0,16 \quad \frac{V_R}{V_c} = 0,54 \quad V_R = 0,54 \times 0,90 = 0,49 \text{ m/s}$$

$$X = 0,36 (0,49)^{2/3} + 0,60 (0,60)^{4/7}$$

$$X = 0,22 + 0,59 = 0,67 < 0,68$$

Puede llevarse a una mayor aproximación, asumiendo un tirante un poco mayor:

$$H = 0,16 \text{ m} \quad Y = 0,16 + 0,45 = 0,61 \text{ m}$$

$$\frac{H}{D} = \frac{0,16}{0,91} = 0,18 \quad \frac{V_R}{V_c} = 0,58 \quad V_R = 0,58 \times 0,90 = 0,52 \text{ m/sg}$$

$$X = 0,36 (0,52)^{2/3} + 0,60 (0,61)^{4/7}$$

$$X = 0,23 + 0,45 = 0,68 \text{ m}$$

lo cual coincide con el valor asumido. En el gráfico de relaciones hidráulicas determinamos $\frac{Q_R}{Q_c} = 0,07$, luego

$$Q = 0,07 \times 460 = 32,2 \text{ lt/sg}$$

gasto que caería al canal de aguas servidas, con lámina de agua tangente al aliviadero ($Q_{\text{máximo}}$).

CURVAS

Las normas del INOS¹ establecen en su artículo 3.44 que «deberán calcularse las pérdidas de carga correspondientes, en colectores cerrados o abiertos, cuya menor dimensión interior de su sección transversal sea mayor de 0,90 m».

El manual de WPCF²⁸ recomienda tomar especial cuidado en la construcción de canales en curva, ya que curvas de radios muy cortos causan pérdidas de energía por turbulencia, de cierta consideración.

Algunas autoridades recomiendan que el radio de la curvatura, respecto al eje de la tubería, sea 3 veces el diámetro del canal.

La ubicación de las bocas de visita en las curvas reviste importancia y un buen diseño tratará de minimizar las pérdidas de carga que tal deflexión produce.

Una curva puede requerir más de una boca de visita, pero algunas condiciones sólo ameritan de

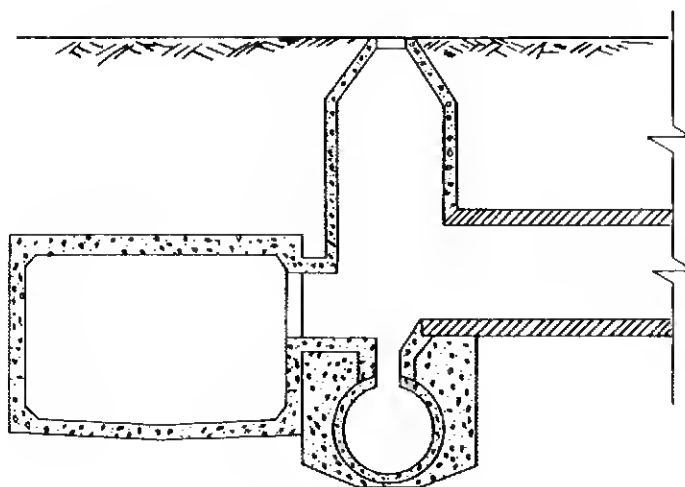


Fig. VIII-37.—Detalles del aliviadero de salto con descarga a cajón o embaulado de aguas de lluvia.

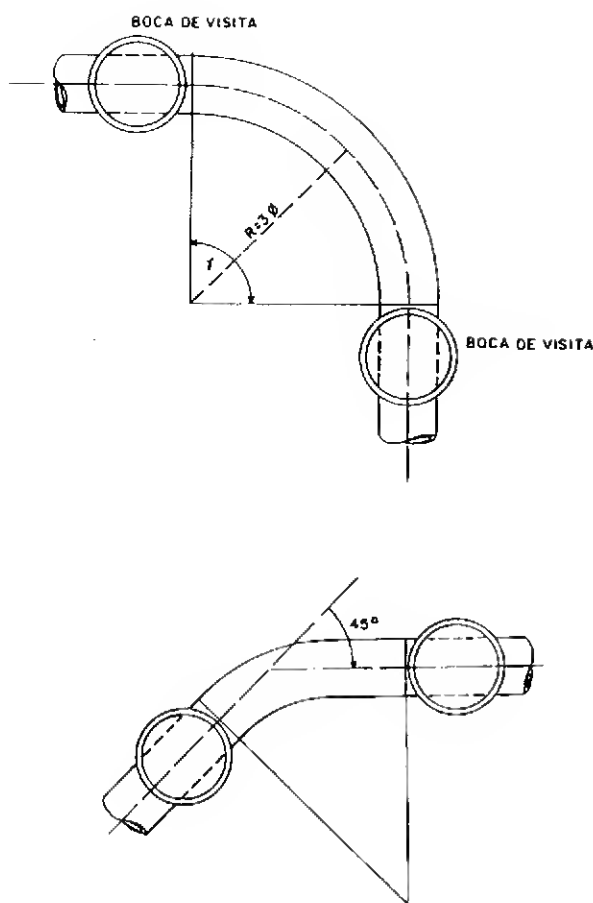


Fig. VIII-38.—Colectores en curva.

una boca de visita para solucionar favorable y económicamente el cambio de dirección. El radio de curvatura en una boca de visita se hace máxima cuando los puntos de tangencia de la curva exterior caen en puntos opuestos de un diámetro de la boca de visita. La figura VIII-38 muestra esta alternativa.

Sin embargo, cuando el diámetro de la tubería es muy grande, esta solución no es factible, y el radio de curvatura se hace preferiblemente entre 1,5 y 3 veces el diámetro, colocando bocas de visita al comienzo y final de la curva. Generalmente se compensan las pérdidas de carga por curvas, diseñando una caída (escalón) equivalente a la magnitud de ellas.

Las pérdidas de carga que se suceden en una curva pueden determinarse aproximadamente mediante la expresión:

$$h_c = K_c \frac{V^2}{2g}$$

siendo K_c el coeficiente por curvatura, el cual es dependiente de la relación entre el radio de curvatura

ra y el diámetro del conducto, del ángulo del codo, de la geometría de la sección, del gasto y del número de Reynolds y rugosidad relativa.

A pesar de que existen muy pocas experiencias para la determinación de la influencia de cada una de esas variables, en la estimación de K_c , el Manual de la WPCF²⁸ recomienda algunos valores que permiten de una manera aproximada estimar las pérdidas en curvas. Así, sugiere un valor de $K_c=0,40$ para curvaturas de 90° , cuyos radios de curvaturas referidos al eje del colector sean mayor de uno; un valor de $K_c=0,32$ para ángulos de 45° .

Por su parte, las normas internas del Ministerio de Sanidad «Normas sanitarias para el proyecto, construcción, reparación, reforma y mantenimiento de urbanizaciones, parcelamientos y similares destinados a desarrollos residenciales, comerciales, depósitos, recreacionales, turísticos y otros»⁵, contemplan: «En las bocas de visita donde en su fondo se presenten curvas, las pérdidas de energía debido a ellas deberá ser compensada mediante caída vertical entre rasantes, la que se calculará con las fórmulas:

$$h = 0,20 \frac{V^2}{2g} \quad \text{para} \quad \frac{R}{D} = 1,50 \text{ a } 3,0$$

$$h = 0,05 \frac{V^2}{2g} \quad \text{para} \quad \frac{R}{D} \text{ mayor que } 3,0$$

unidades dadas en m.

Esta caída de rasante será adicional a la que corresponda en caso de colectores de diferente sección, afluente, efluente en la boca de visita».

El ábaco de la figura VIII-39 presenta una solución gráfica, para determinar el valor de la pérdida de carga en curvas, basado en la ecuación

$$h_c = 0,25 \sqrt{\frac{\alpha^\circ}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g}$$

en la cual

α = Ángulo de deflexión en grados.

V = Velocidad en el conducto.

Bocas de visita

En los colectores de aguas negras, así como en los de aguas de lluvia, deben ubicarse convenientemente estructuras que permitan las inspección y faciliten su limpieza. A estas estructuras se les llama bocas de visita y generalmente están constituidas de tres partes: la base, los cilindros y el cono superior.

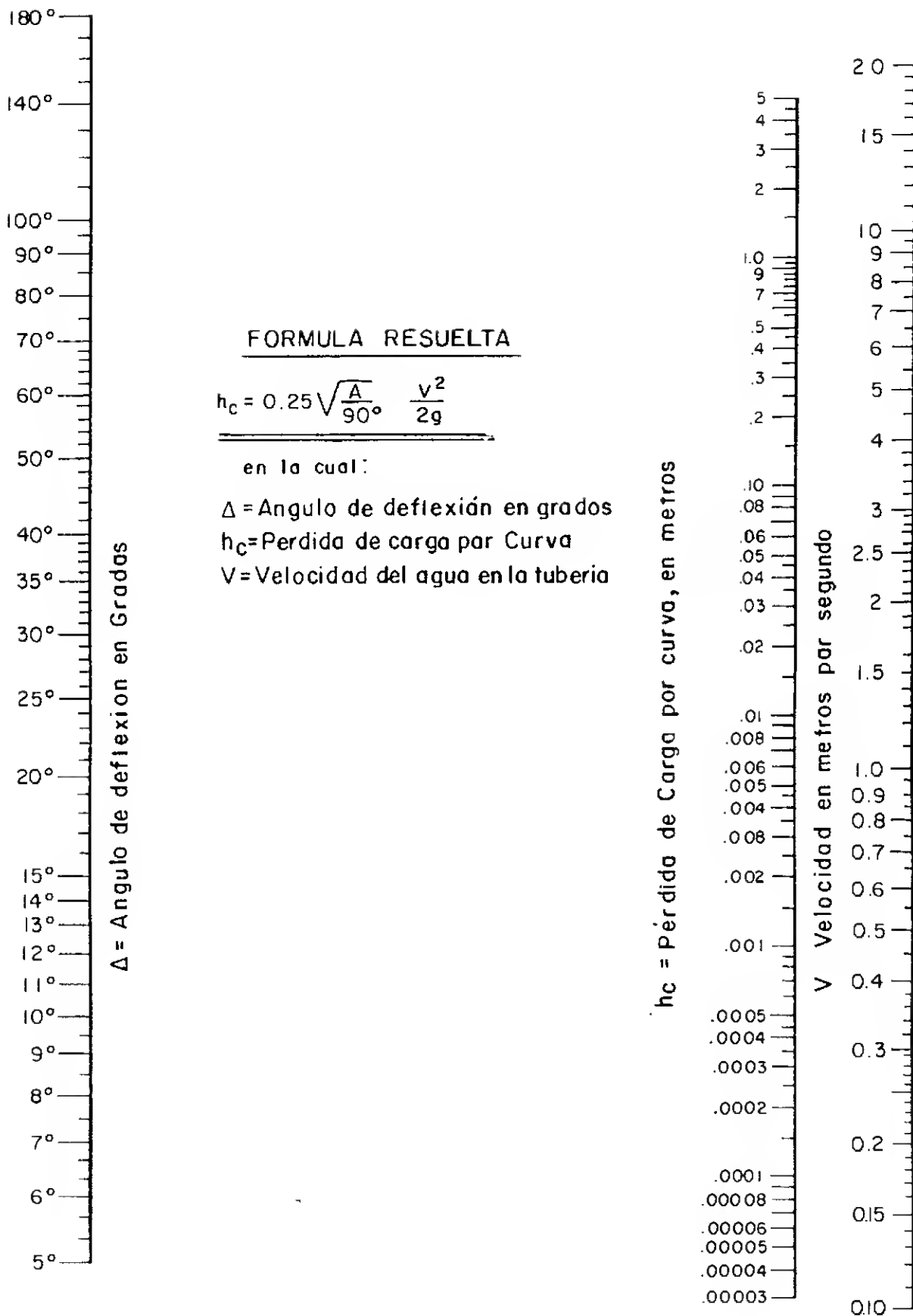


Fig. VIII-39.—Abaco para pérdidas de carga en curvaturas.

DISPOSICION INTERIOR DE LAS BASES
DE LAS BOCAS DE VISITA

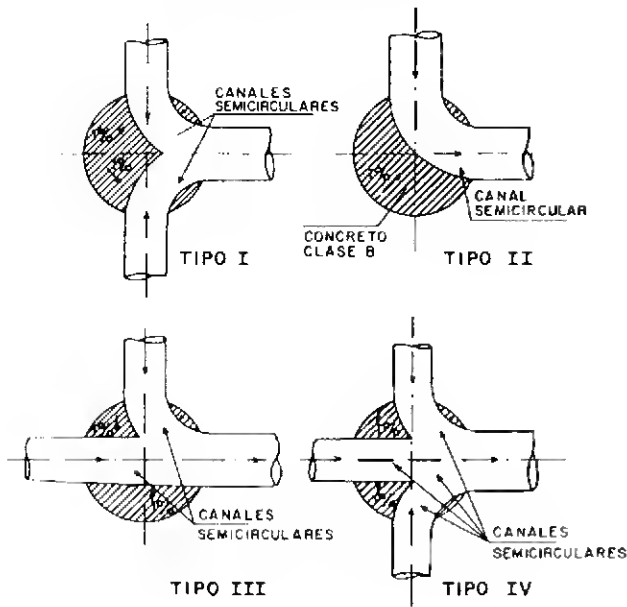


Fig. VIII-40.—Bases para bocas de visita.

Las bases se proyectan con canales, para conducir los caudales que llegan a la boca de visita, y generalmente son de concreto armado, o sin armar, vaciado en sitio.

La figura VIII-40 muestra disposición y pendiente recomendadas en las normas INOS¹ para las bocas de visita.

La parte central de forma cilíndrica se construye generalmente con anillos prefabricados de aproximadamente 1,50 m de diámetro interior, y en longitudes de 0,30, 0,60 y 0,90 m, con los cuales se logran las variaciones de altura para diferentes profundidades.

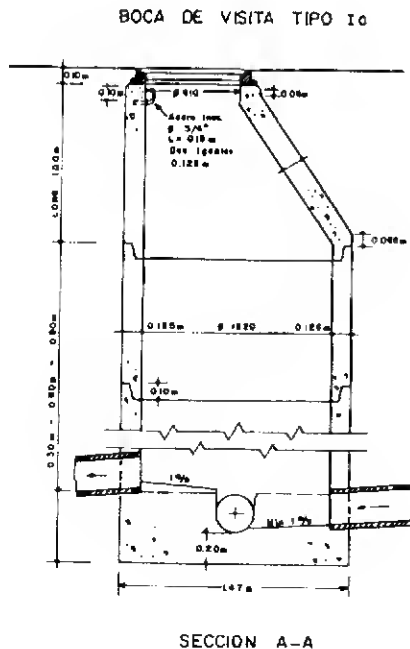
La parte superior consiste en un cono excéntrico, terminando en un diámetro interior de aproximadamente 60 cm, dimensión mínima recomendable para hacerla visitable, y en la cual se apoya la tapa, generalmente de hierro fundido.

Las bocas de visita han sido normalizadas¹, diferenciando siete tipos de acuerdo a las profundidades y diámetros de los colectores que convergen a ella, así se tiene:

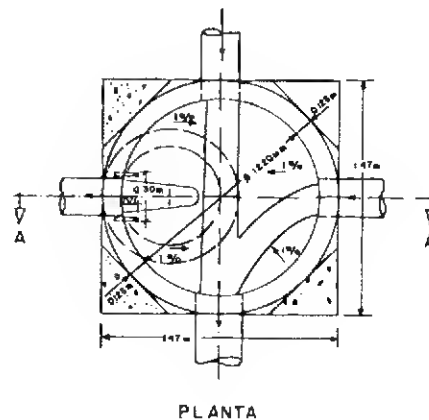
Tipo Ia. Se utilizará para profundidades mayores de 1,15 m con respecto al lomo del colector menos enterrado, y hasta profundidades de 5 m, con respecto a la rasante del colector más profundo (Fig. VIII-41).

Tipo Ib. Se utilizará para profundidades mayores de 5 m, con respecto a la rasante del colector más profundo (Fig. VIII-42).

Tipo Ic. (Boca de visita con caída) (Fig. VIII-43), se utilizará en los casos en que la diferencia de cotas entre la rasante del colector de llegada y la rasante del colector de salida sea la que se señala en el cuadro VIII-1, en función de los diámetros de los colectores de llegada.



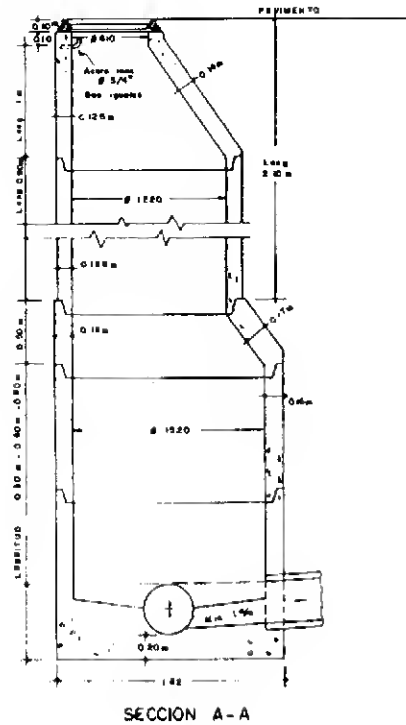
BOCA DE VISITA TIPO Ia



PLANTA

Fig. VIII-41.—Boca de visita tipo Ia.

BOCA DE VISITA TIPO Ib



BOCA DE VISITA TIPO Ib

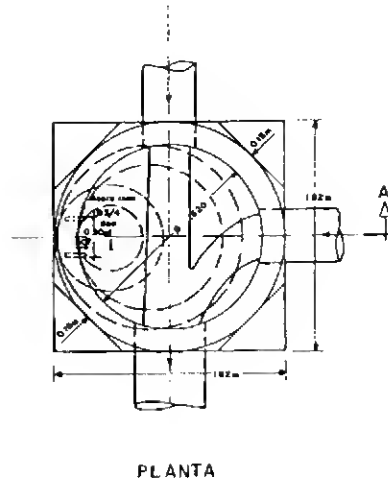
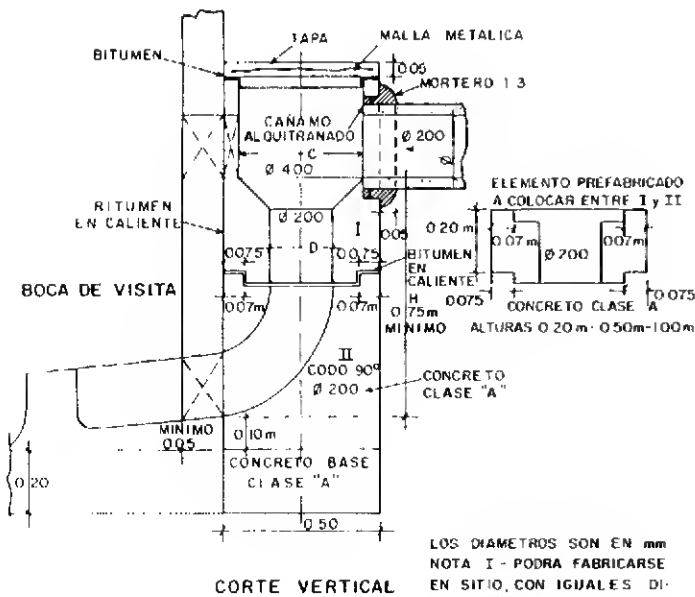


Fig. VIII-42.—Boca de visita tipo Ib.

CAIDA EN BOCA DE VISITA TIPO Ic
CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

CAIDA EN BOCA DE VISITA TIPO Ic
CON ELEMENTOS PREFABRICADOS



LOS DIAMETROS SON EN mm
NOTA I - PODRA FABRICARSE
EN SITIO, CON IGUALES DI-
MENSIONES
II - PARA MAYORES DIAMETROS,
LAS DIMENSIONES SERAN PRO-
PORCIONALES A LAS SEÑALADAS

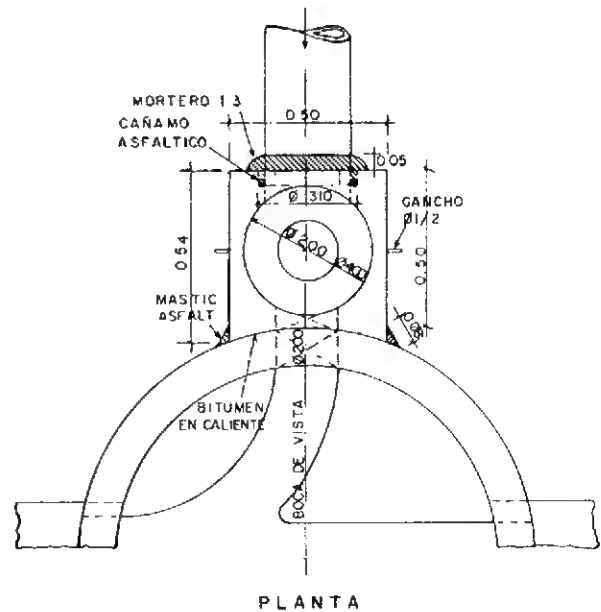


Fig. VIII-43.—Boca de visita tipo Ic.

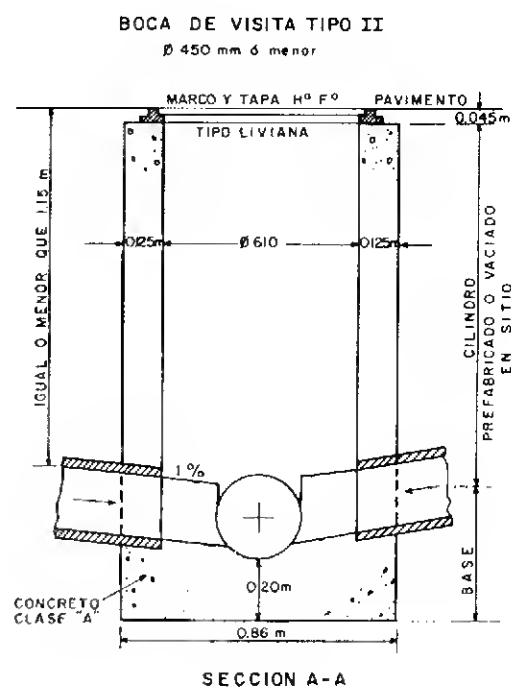
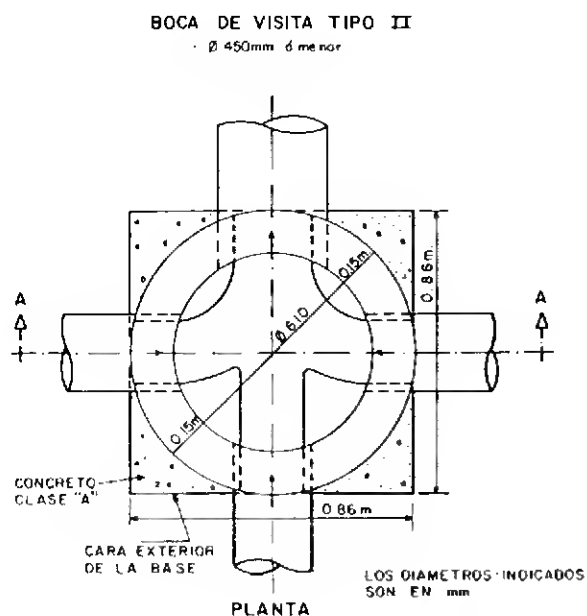


Fig. VIII-44.—Boca de visita tipo II.

CUADRO VIII-1

DIAMETROS Y CAIDAS EN BOCAS DE VISITA TIPO Ie
MEDIDAS EN mm

Ø	200	250	300	380	460	530	610	690
D	200	250	300	300	300	300	380	380
C	450	450	600	600	600	600	600	600
H	750	780	820	1.000	1.000	1.000	1.200	1.200

Tipo II. Se utilizará en los casos en que el lomo de la tubería menos enterrado esté a una profundidad igual o menor de 1,15 m para colectores hasta 0,45 m de diámetro (Fig. VIII-44).

Tipo III. Se utilizará en iguales casos que el anterior, pero para colectores de 0,53 m a 1,07 m de diámetro (Fig. VIII-45).

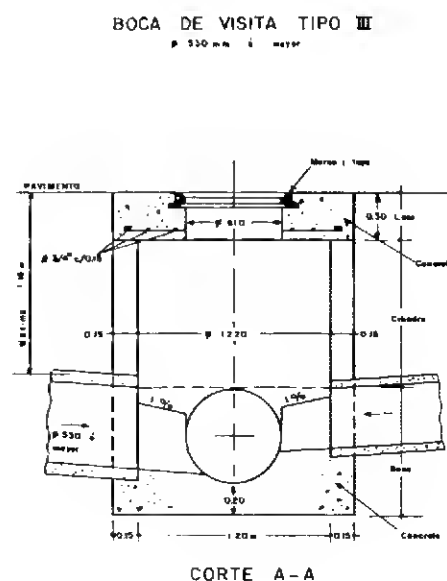
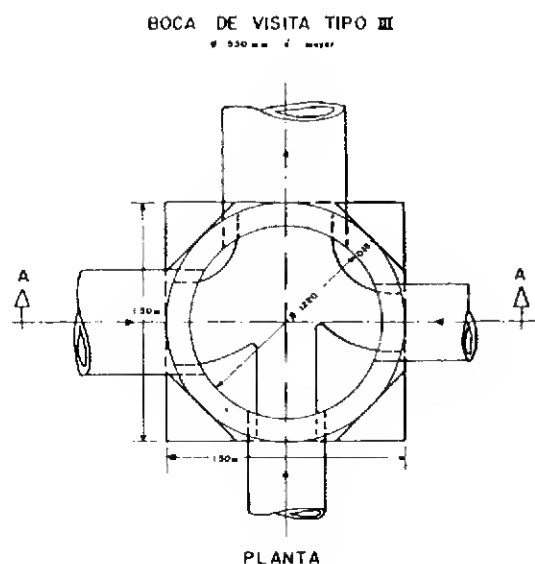
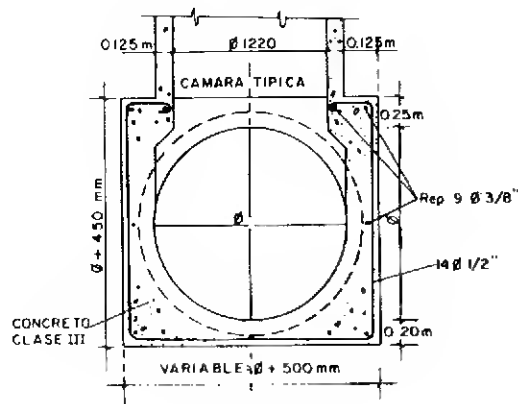


Fig. VIII-45.—Boca de visita tipo III.

BOCA DE VISITA TIPO IVa

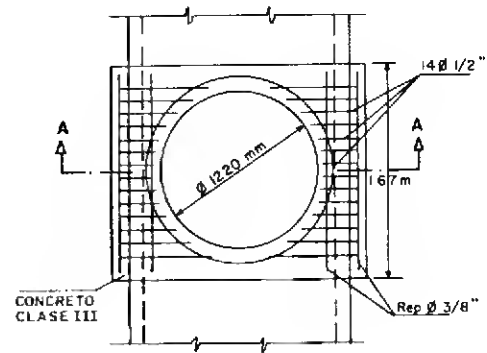


SECCION A-A

NOTA ESTE TIPO DE BV SE USARA
PARA PROFUNDIDADES DE
RASANTE HASTA 5 m

LOS DIAMETROS INDICADOS
SON EN mm

BOCA DE VISITA TIPO IVa



PLANTA

Fig. VIII-46.—Boca de visita tipo IVa.

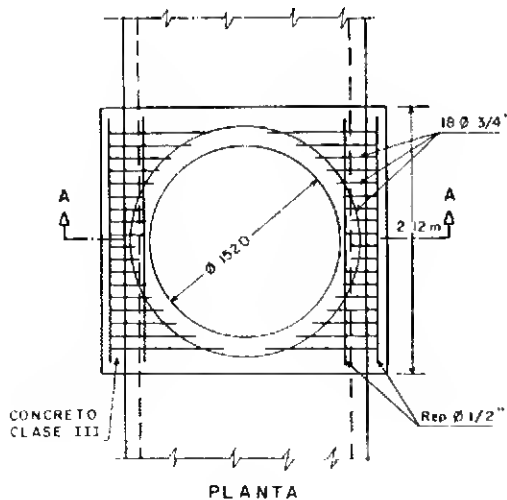
Tipo IVa. Se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 1,20 m (48") y profundidades hasta 5 m (Fig. VIII-46).

Tipo IVb. Se empleará para colectores de diámetro igual o mayor de 1,20 m (48") y profundidades mayores de 5 m (Fig. VIII-47).

La ubicación de las bocas de visita estará definida por características geométricas, hidráulicas y de trazado de los colectores que establezcan la conveniencia de hacerlas visitables; por ello las normas¹ establecen que se proyecten bocas de visita en las siguientes situaciones:

— En toda intersección de colectores.

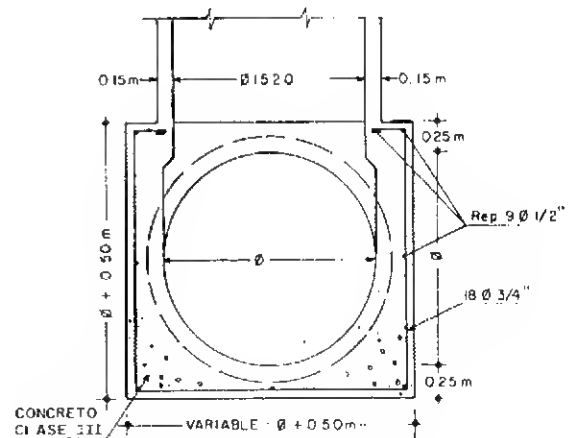
BOCA DE VISITA TIPO IV b



PLANTA

LOS DIAMETROS INDICADOS
SON EN mm

BOCA DE VISITA TIPO IVb



SECCION A-A

NOTA ESTE TIPO DE B.V. SE USARA
PARA PROFUNDIDADES DE RASANTE
MAYORES DE 5 m

LOS DIAMETROS INDICADOS SON
EN mm

Fig. VIII-47.—Boca de visita tipo IVb.



Fig. VII-48.—Excavación de zanja para colector y boca de visita.

- En todo comienzo de colector.
- En los tramos rectos, a una distancia entre ellas de 120 m, para colectores hasta \varnothing 0,30 m (12") y 150 m para colectores mayores de \varnothing 0,30 m (12").
- En todo cambio de dirección.
- En todo cambio de pendiente.



Fig. VII-49.—Boca de visita vaciada en sitio mediante formaleta especial. La Florida, Edo. Táchira, Venezuela.

- En todo cambio de diámetro.
- En todo cambio de material empleado en los colectores.
- En los colectores alineados en curva, al comienzo y fin de la misma, y en la curva a una distancia no mayor de 30 m entre ellas, cuando corresponda.



Fig. VII-50.—Boca de visita de concreto vaciado en sitio.

CAPITULO IX

Sistemas de recolección de aguas de lluvia

Aguas de lluvia. Factores de diseño.
Coeficientes de escorrentía.
Intensidad-duración y frecuencia de lluvias.
Tiempo de concentración.
Estimación del caudal. Método racional.
Estructuras de captación. Sumideros.
Dimensiones y tipos de sumideros Abacos.
Ejemplos de cálculo.

La recolección de las aguas servidas en un sistema separado supone también la existencia de una red de alcantarillado para recolectar las aguas de lluvia y conducir las hasta los cauces de quebradas existentes en la zona, sin provocar daños a propiedades vecinas o de la zona misma. Por ello, las viviendas y edificaciones del sector deben proyectar y construir sus instalaciones sanitarias de forma tal que permitan conducir sus aguas servidas a las tanquillas de empotramiento cloacal, y sus aguas de lluvias, provenientes de techos y patios interiores

para ser descargados libremente a las calles, donde serán recolectadas en sumideros o imbornales convenientemente ubicados.

Las fotografías de la figura IX-1 y IX-2 muestran los conductos de descarga de las aguas de lluvia de dos viviendas de una urbanización; las aguas de lluvia por allí descargadas escurrirán libremente



Fig. IX-1.—Descargas de aguas de lluvia a la calle.

hacia la calle, donde serán recogidas en los sumideros, diseñados y contruidos para evitar caudales excesivos que puedan provocar problemas a los usuarios de las vías.

Las aguas pluviales, provenientes de los techos y patios interiores de las edificaciones, aunadas a las que reciben las calles directamente, constituirán un problema para la comunidad, que a veces toman proporciones económicas de cierta consideración, por lo cual es preciso determinar la magnitud de estos caudales que se van acumulando en calles y avenidas, y cuyo incremento progresivo en el sentido de la pendiente de la calle llegaría a constituir serios problemas, que el proyectista debe evitar mediante un diseño eficiente.

Para lograr un buen diseño deben tomarse en cuenta todas las variables que pueden intervenir en la determinación de un gasto de aguas de lluvia acumulándose, y que puede crear inconvenientes a la comunidad; sin embargo, no deja de reconocerse que ello resulta difícil de evaluar, y que aún con la mejor información disponible, existirán criterios económicos que privarán para limitar los proyectos a un determinado rango de probabilidad de ocurrencia de daños, por ejemplo, es obvio que no podríamos diseñar para una lluvia, como la del Diluvio Universal, narrada en el Antiguo Testamento. En general, podemos considerar cinco factores importantes, para efectos de diseño de un sistema de recolección de aguas de lluvia.

1. Características de la zona.
2. Curvas de pavimento.
3. Intensidad-duración y frecuencia de las lluvias.
4. Tiempo de concentración de las aguas de escorrentía a un determinado punto.
5. Estimación del caudal.

Características de la zona

El tipo de superficie y sus pendientes, así como los porcentajes de construcción, son factores que influyen sobre el grado de impermeabilidad que facilita o retarda el escurrimiento de las aguas de lluvia que puedan concentrarse en un punto. Por ello, al considerar la zona a proyectarse debemos medir las áreas correspondientes a cada característica.

La superficie total a considerar en el proyecto estará constituida por el área propia, más el área natural de la hoya que drena a través de ella. Definida y medida el área a drenar, se deben determinar las diferentes características de la superficie que la

constituyen. En este sentido las Normas del Instituto Nacional de Obras Sanitarias¹ establecen los coeficientes de escorrentia, que se presentan en el cuadro IX-1.

CUADRO IX-1
COEFICIENTES DE ESCORRENTIA

Características de la superficie	Coefficientes de escorrentia
Pavimentos de concreto.....	0,70 a 0,95
Pavimentos de asfalto.....	0,70 a 0,95
Pavimentos de ladrillo.....	0,70 a 0,85
Tejados y azoteas.....	0,75 a 0,95
Patios pavimentados.....	0,85
Caminos de grava.....	0,30
Jardines y zonas verdes.....	0,30
Praderas.....	0,20

Asimismo, establece el rango de variación de los coeficientes, de acuerdo a la zonificación, así.

CUADRO IX-2
ZONIFICACION Y COEFICIENTES DE ESCORRENTIA

Zona	Coefficientes de escorrentia
Comercial, en el centro de la localidad ..	0,70 a 0,95
Comercial, en otra ubicación.....	0,50 a 0,70
Residencias unifamiliares.....	0,30 a 0,50
Residencial multifamiliar separada.....	0,40 a 0,60
Residencial multifamiliar agrupada.....	0,60 a 0,75
Residencias sub-urbanas.....	0,25 a 0,40
Zona industrial.....	0,50 a 0,80
Parques y cementerios.....	0,10 a 0,25
Parques de juego.....	0,20 a 0,35

Por razones prácticas, resulta útil la determinación de un coeficiente medio, bien sea por sectores o para toda la zona en proyecto, dependiendo de la extensión del mismo. Este coeficiente medio de escorrentia o de impermeabilidad, puede determinarse en función de área y de los coeficientes absolutos de cada una.

Por ejemplo, supongamos una pequeña área a urbanizar, como la que se muestra en la figura IX-2, la cual presenta la siguiente zonificación:

	Ha
Zona residencial multifamiliar.....	2,10
Zona educacional.....	0,25
Zona recreacional.....	0,42
Zona comercial.....	0,45
Zona verde.....	0,44
Vialidad.....	0,47
Total.....	4,13

Determinar el coeficiente medio de escorrentía.

Solución

De acuerdo a las Normas INOS, seleccionamos de los cuadros IX-1 y IX-2 los valores absolutos para cada zona.

	Coeficiente de escorrentía
Zona residencial multifamiliar	0,70
Zona educacional	0,60
Zona recreacional	0,30
Zona comercial	0,60
Zona verde	0,30
Pavimentos de asfalto	0,80

Para la determinación del coeficiente medio de impermeabilidad se considerarán los porcentajes de

área de cada tipo y en la magnitud en que su índice afectará al factor de escorrentía de la zona, así:

$$\text{Zona residencial multifamiliar} \dots \frac{2,10}{4,13} \times 0,70 = 0,36$$

$$\text{Zona educacional} \dots \frac{0,25}{4,13} \times 0,60 = 0,04$$

$$\text{Zona recreacional} \dots \frac{0,42}{4,13} \times 0,30 = 0,03$$

$$\text{Zona comercial} \dots \frac{0,45}{4,13} \times 0,60 = 0,07$$

$$\text{Zona verde} \dots \frac{0,44}{4,13} \times 0,30 = 0,03$$

$$\text{Calles y avenidas} \dots \frac{0,47}{4,13} \times 0,80 = 0,09$$

Coeficiente medio de escorrentía:

$$C_m = 0,36 + 0,04 + 0,03 + 0,07 + 0,03 + 0,09 = 0,62$$

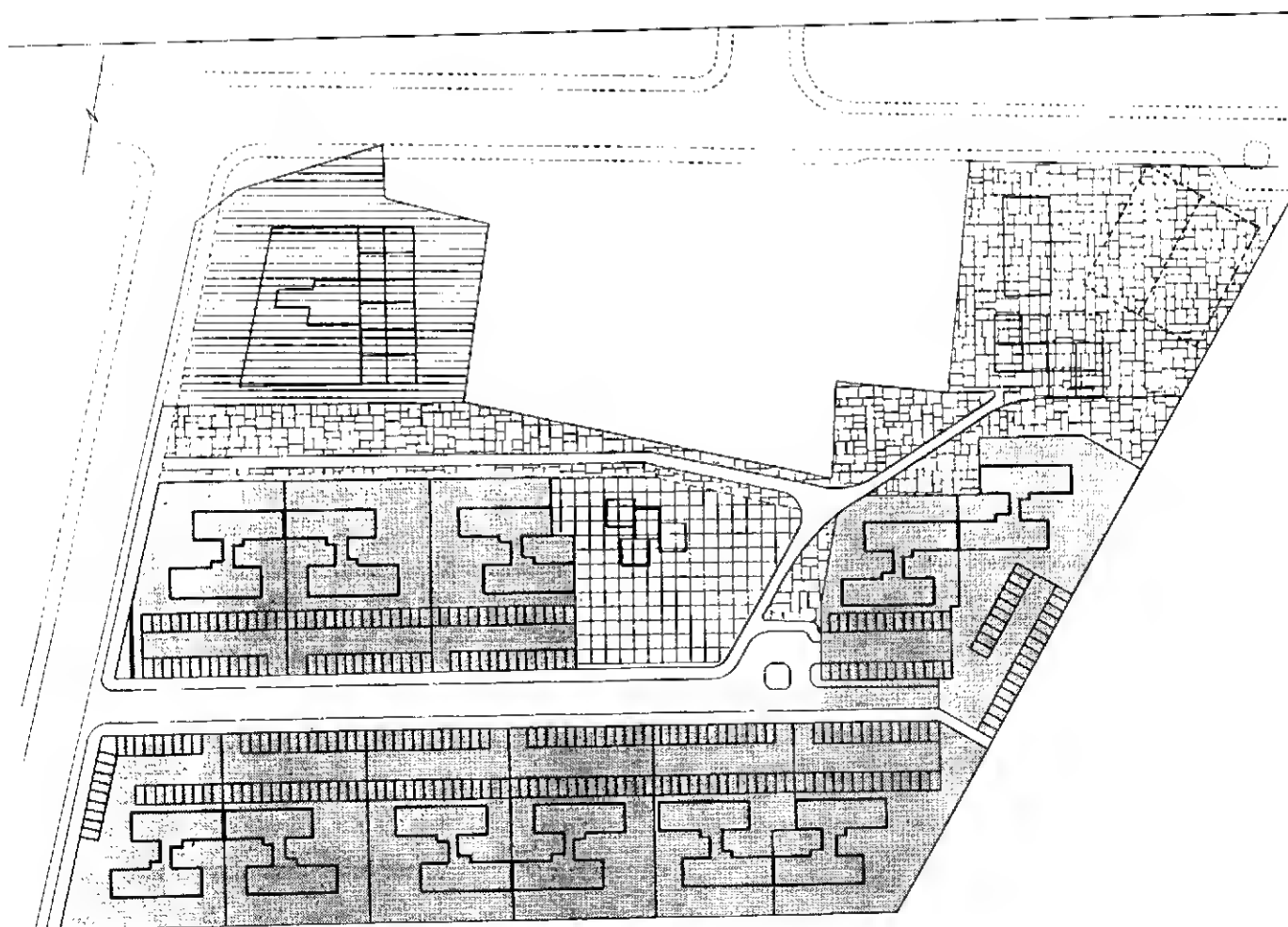


Fig. IX-2.—Zonificación de sector urbano e impermeabilidades.

CUADRO IX-3

Zonificación	Característica	Coefficiente de escorrentía
R-1	Vivienda unifamiliar aislada	0,50
R-2	Vivienda unifamiliar aislada	0,60
R-3	Vivienda unifamiliar y bifamiliar aislada	0,60
R-4	Vivienda unifamiliar y bifamiliar aislada	0,65
R-5	Vivienda unifamiliar y bifamiliar aislada	0,70
R-6	Vivienda multifamiliar	0,55
R-7	Vivienda multifamiliar	0,55
R-8	Vivienda multifamiliar	0,50
R-9	Vivienda multifamiliar	0,50
R-10	Vivienda multifamiliar con comercio vecinal	Consultar cada caso.
C-L	Comercio local	Igual a la zona con la cual esté mezclado.
C-V	Comercio vecinal	Igual a la zona con la cual esté mezclado.
C-C	Comercio comunal	Igual a la zona con la cual esté mezclado.
C-M	Comercio metropolitano	0,95
C-I	Comercio industrial	0,70
C-I-D	Comercio industrial con depósito	0,85
I-L	Industria liviana	0,85
R-E-U	Reglamentación especial de urbanizaciones	—
R-E	Reglamentación especial	—
A-V-R-E	Area verde con reglamentación especial	—
A-R-A-V	Area recreacional con área verde	0,20
D-E	Desarrollo especial	—
E-D	Edificaciones de uso público	0,85
A-D-R	Area asistencial, docente y religiosa	0,70
R-N-M	Reserva nacional o municipal	—
A-V	Area verde	0,30
R-F	Reserva forestal	—

A este pequeño parcelamiento podemos aplicar un factor medio de escorrentía de 0,62, con lo cual la magnitud del grado de aproximación para las variables involucradas es aceptable.

Normas internas de la División de Ingeniería Sanitaria del MSAS, establecen para la ciudad de Caracas, los coeficientes de escorrentía, de acuerdo a la zonificación establecida en la Gaceta Municipal del D.F.³⁴ (Cuadro IX-3).

Curvas de pavimento

Existe una estrecha relación entre el sistema de drenajes y el sistema vial, por ello ambos proyectos se influyen entre si de forma tal que al proyectarse el sistema de recolección de aguas de lluvia en las calles deba tenerse presente tanto las pendientes longitudinales como transversales de las calzadas. Asimismo, en ocasiones, por razones de drenaje, resulta conveniente cambiar en el proyecto algún sentido de las pendientes de calles, que permitan y/o logren descargas de aguas de lluvia con el mínimo de daños y mayor facilidad hacia los puntos naturales de recolección.

La figura IX-3 esquematiza para un sector las curvas de pavimento y corte transversal de la calle, con la orientación hacia los puntos de recolección.

La ubicación de los sumideros en forma tentativa, para la determinación posterior de los caudales que fluyen a ellos, son básicamente una estimación basada en consideración de las curvas de pavimento.

Por razones de escurrimiento de las aguas de lluvia en las calles, resulta aconsejable mantener las pendientes mínimas que permitan su flujo hacia los puntos de recolección. En tal sentido se han estable-

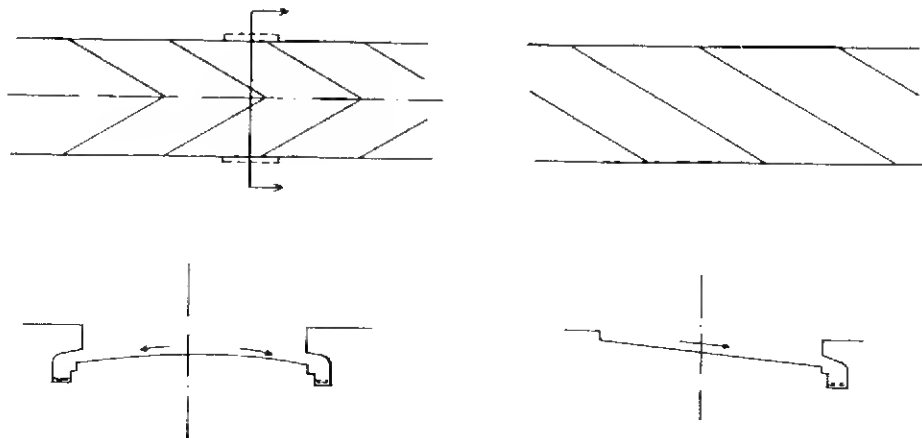


Fig. IX-3.—Curvas de pavimento.

cido valores mínimos para las pendientes longitudinales y transversales de las calles.

En general, puede decirse que no resulta aconsejable tener pendientes longitudinales menores al 0,3 por 100, por cuanto esto se refleja en velocidades de escurrimiento muy bajas y en estancamiento de aguas por períodos muy prolongados con los inconvenientes que ello significa. Sin embargo, esto puede ser observado con un mayor o menor grado de flexibilidad, dependiendo de la zona, de sus características, densidad y problemas ocasionales que puede generar.

Las pendientes transversales, generalmente se toman del orden del 2 por 100, admitiéndose un valor mínimo del 1 por 100 y preferiblemente dicha pendiente se toma desde el eje de la calle hacia el borde de la acera o cuneta.

Intensidad-duración y frecuencia de lluvias

Las características de las lluvias a considerar en el diseño dependen del grado de protección que se desee, lo cual, por razones económicas, se basa en la importancia del sector, en su densidad de población y en los inconvenientes de tránsito por ser arterias principales o secundarias.

La recopilación de datos pluviográficos permite conocer la frecuencia con que ha ocurrido una lluvia de determinada intensidad; por tanto, cualquier previsión que hagamos estará basada en la información disponible; y si bien éste es un fenómeno probabilístico, podrá existir un cierto rango de seguridad en cuanto a los daños o inconvenientes esperados para una determinada lluvia que supere la que tomamos como base para el diseño. Importa por tanto, seleccionar una frecuencia de lluvias que estime razonadamente las inversiones que esto involucra y el grado de protección que ofrece.

El concepto de frecuencia está asociado al de probabilidad y se le llama también intervalo de recurrencia, y es el número de veces que un evento es igualado o excedido en un intervalo de tiempo determinado o en un número de años³⁵.

La frecuencia se denota por tanto como

$f = \frac{n.^{\circ} \text{ de años}}{n.^{\circ} \text{ de veces}}$, así una lluvia de cierta magnitud o mayor, que haya ocurrido cinco veces durante 25 años de registros llevados en una estación pluviográfica, tendrá frecuencia 5, es decir, $f = \frac{25}{5} = 5$. De-

penderá por tanto del mayor tiempo de registros disponibles, la mayor probabilidad de ocurrencia en la estimación hecha.

Las normas INOS¹ establecen que para el cálculo del caudal de aguas de lluvia se estimen las frecuencias siguientes:

- Para zonas residenciales, de 2 a 5 años.
- Para zonas comerciales y de elevado valor, de 5 a 15 años, dependiendo de su justificación económica.
- Para obras de canalizaciones de cursos naturales, ríos o quebradas, 50 años o más.

Intensidad

La intensidad de una lluvia se define como el volumen de agua que precipita por unidad de tiempo, y generalmente se expresa en mm/h, mm/min, mm/sg/ha o lt/sg/ha. En el diseño de alcantarillados, generalmente se utiliza la unidad lt/sg/ha, sin embargo, muchas estaciones pluviográficas reportan sus datos en mm/h, por lo cual conviene tener presente el factor de conversión: 1 mm/h = 2,78 lt/sg/ha.

La intensidad de la lluvia depende de la duración de ésta, existiendo generalmente una relación inversa entre ellas.

Las figuras II-8 a la II-25, del capítulo II, representan las curvas intensidad-frecuencia-duración para las 18 regiones en que se ha dividido el país¹⁶.

Duración

La duración de la lluvia es el tiempo comprendido entre el comienzo y el final de la lluvia, este final puede ser del total o el momento hasta donde es apreciable la lluvia para efectos prácticos. La lluvia según su duración puede denominarse como corta, cuando la duración es menor de 120 minutos, y larga, cuando es mayor de 120 minutos³⁵.

Las normas INOS¹ establecen en su artículo 3.14.1 lo siguiente: «El tiempo de duración que debe considerarse para la determinación de la intensidad de lluvia, no será inferior a 5 minutos. En cada caso se fijará el tiempo de precipitación, de acuerdo a las condiciones locales».

Tiempo de concentración de las aguas de escorrentía a un determinado punto

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo que tarda la partícula más alejada del área, drenando hasta el punto de recolección. Para el diseño de los colectores de aguas de lluvia en zonas urbanas, este tiempo de concentración representa la suma de dos tiempos:

- El tiempo que tarda la partícula más alejada en escurrir sobre la superficie.
- El tiempo de traslado que existe en una cierta longitud de colector, comprendida entre 2 sumideros consecutivos.

El primero, tiempo de escurrimiento en la superficie, a través de cunetas, canales o sobre las zonas de escurrimiento natural, puede ser estimado o calculado para las distintas características de la superficie. En el caso de cuencas rurales, tal determinación se hace basada en medidas directamente sobre el terreno, determinando la mayor distancia o recorrido de la partícula más alejada o bien por mediciones hechas en planos topográficos. En este sentido el Manual de Drenaje del MOP¹⁶ presenta el ábaco de la figura IX-4, que permite estimar el tiempo de concentración conocida:

- La longitud del cauce más largo L en metros.
- La diferencia de elevación entre el punto más remoto de la cuenca y la salida de la misma H en metros.

$$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

El tiempo que tarda el agua en escurrir por las laderas puede estimarse en base a las velocidades recomendadas en el Manual de Drenaje¹⁶ anteriormente referido, así:

CUADRO IX-4

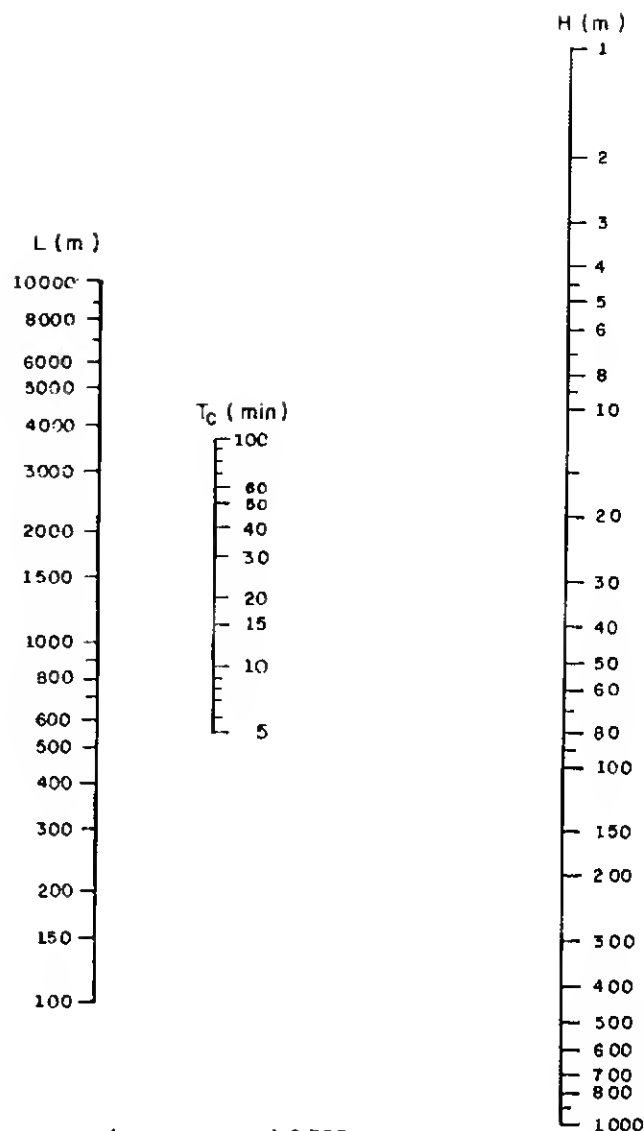
VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO EN LADERAS

Pendiente de las laderas (%)	COBERTURA VEGETAL		
	Vegetación densa o de cultivos (m/min)	Pastos o vegetación ligera (m/min)	Ninguna vegetación (m/min)
0-5	25	40	70
5-10	50	70	120
10-15	60	90	150
15-20	70	110	180

Nota: No se deberán considerar tiempos de concentración menores de cinco minutos.

El segundo o tiempo de traslado en el colector, tendrá influencia en la determinación de los caudales que se reunirán en los subsiguientes sumideros, y será calculado, conocidas las características hidráulicas de éste, a fin de determinar en función de la longitud del colector y de la velocidad real de circulación el tiempo que tarda en recorrerlo

$$t_i = \frac{\text{longitud del tramo}}{\text{velocidad real en el tramo}}$$



$$T_c = \left(\frac{3,6 \times 10^{-5} L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (\text{Colif. Culv. Practice})$$

T_c = Tiempo concentración (min)

L = Longitud del cauce principal (m)

H = Diferencia de elevación (m)

Fig. IX-4.—Abaco para determinación del tiempo de concentración en cuencas rurales (U.S.A.).

Ejemplo

Determinar el tiempo de concentración a considerar para el diseño de los tramos de colector de aguas de lluvia 1-2 y 2-3, para las áreas de la figura IX-5. La zona A, es una ladera con pendiente del 12

por 100 y vegetación densa, mientras que la zona B es de escasa vegetación y pendiente de ladera del orden del 20 por 100.

Solución

El agua que escurre de la ladera A cae en la cuneta paralela a la calle y descarga en el sumidero de la izquierda, tendría una velocidad de escurrimiento $V=60$ m/min, siendo la distancia más larga 180 m; tendrá un tiempo de concentración de

$$t = \frac{H}{V} = \frac{180}{60} = 3 \text{ minutos}$$

(consideramos t mínimo 5 minutos).

Por su parte la zona B tendrá un tiempo de concentración que vendrá dado por el tiempo de escurrimiento en ladera más el correspondiente al canal M y a la torrentera T.

- Tiempo de ladera $t = \frac{200}{110} = 1,8$ minutos.
- Tiempo en canal $t = 6$ minutos.
- Tiempo en torrentera $t = 0,2$ minutos.
 $t = 1,8 + 6 + 0,2 = 8$ minutos

Luego el tiempo de concentración a considerar para el diseño del tramo 1-2 será 8 minutos.

Definido el tiempo de concentración, podremos diseñar el tramo y calcular el tiempo de traslado, para el gasto máximo en dicho colector 1-2.

$$t_1 = \frac{L_{1-2}}{V_{r1-2}} = \frac{\text{longitud del tramo}}{\text{velocidad real en el tramo}}$$

El tiempo de concentración para el diseño del tramo 2-3, será el máximo, entre los tiempos obtenidos para las diferentes áreas drenando simultáneamente al punto 2. En este caso, tendríamos que sería:

- $8 + t_{11-2}$
- t_c del área D.

Se tomaría el mayor de los dos.

Estimación del caudal

La determinación del gasto de diseño para un sistema de recolección de aguas de lluvia en zonas pobladas atiende generalmente al método racional.

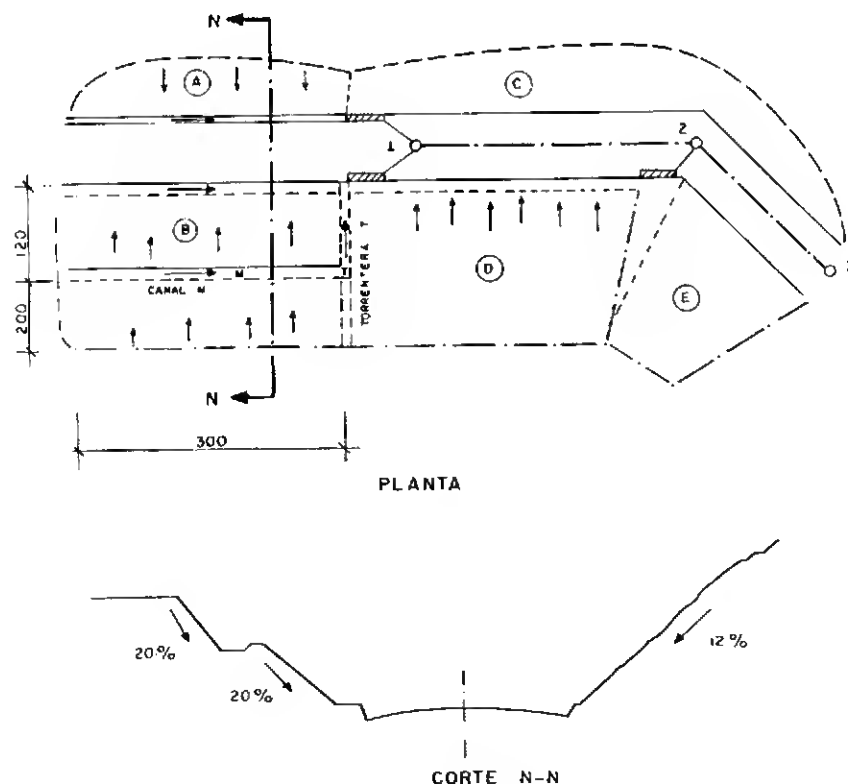


Fig. 1X-5.—Planta y corte transversal del área de drenajes.

210 Cloacas y Drenajes

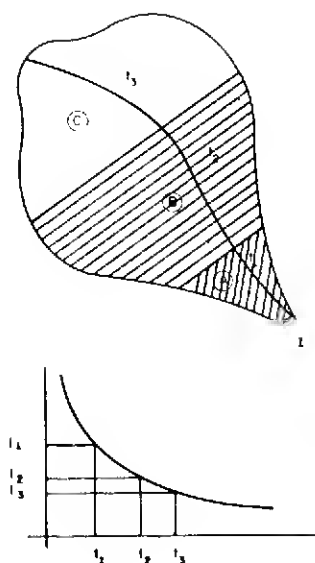


Fig. IX-6.—Area y curva intensidad-duración.

magnitud del caudal de aguas de lluvia que para determinadas características se concentre en un punto, creando situaciones de incomodidad a peatones y al tráfico. Esto ha inducido a normalizar una zona inundable en la calzada. En este sentido, el INOS, en sus Normas e Instructivos para el Proyecto de Alcantarillados¹, establece una «franja de calzada de 1,50 m de ancho, en avenidas y calles de zonas comerciales y residenciales de importancia. En otros lugares, se podrá considerar para el mismo fin todo el ancho de la calzada, pudiendo en casos especiales llegar el nivel de agua hasta el nivel de acera».

En ciertos casos, la ubicación del sumidero está determinada por las siguientes consideraciones:

- Puntos bajos y depresiones de las calzadas.
- Aguas arriba de las intersecciones, especialmente de los cruces para peatones, en avenidas y calles.
- En los cambios de pendiente longitudinal y transversal de calzadas.
- En accesos a los puentes y terraplenes sobre quebradas.
- En calles donde la acumulación de agua moleste el tránsito, en sectores comerciales y zonas residenciales de importancia.
- En todos aquellos sitios, donde el proyectista lo considere necesario, previa justificación correspondiente.

El proyectista, mediante la observación del plano de topografía modificado y de pendientes longitudinales de calles, podrá ubicar tentativamente un cierto número de sumideros, el cual será posterior-

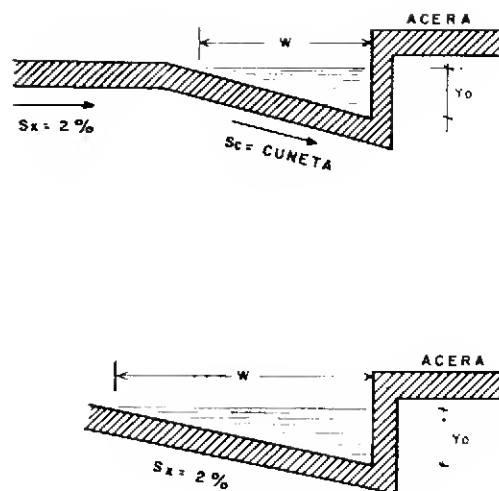


Fig. IX-7.—Ancho mojado en cuneta.

mente incrementado o disminuido, mediante la determinación de caudales, que justifiquen su decisión.

Conociendo la pendiente transversal y longitudinal de la calle, puede determinarse el ancho mojado en la calzada que provea un determinado caudal, mediante la ecuación de Manning, así como la altura que dicho gasto alcanza en el borde de la acera o en la cuneta.

Generalmente se toma 2 por 100 como pendiente transversal de calle; pudiendo en algunos casos incrementarse la depresión en el borde, creando la cuneta que aumenta la capacidad de escurrimiento (Fig. IX-7).

Considerando la condición de calle con pendiente transversal del 2 por 100, pero sin cuneta (Fig. IX-7), se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Area mojada} &= \frac{1}{2} W \cdot Y_0 = \frac{1}{2} \times 50 \times (Y_0)^2 \\ &= 25 (Y_0)^2 \end{aligned}$$

$$\text{Perímetro mojado} = Y_0 + \sqrt{(Y_0)^2 + (50 Y_0)^2} = 51 Y_0$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{A}{P} = \frac{25}{51} Y_0$$

y considerando el coeficiente de rugosidad n de la fórmula de Manning $n=0,016$, el doctor J. A. Ayala D³⁶, elaboró un ábaco en función de las pendientes longitudinales de calle (para pendientes transversales $S_x=2\%$) el cual permite estimar la magnitud de ancho mojado en la calzada y altura en el borde de la acera; dicho ábaco se presenta en la figura IX-8.

El doctor Ayala en su estudio señala la inconveniencia de permitir el libre escurrimiento de las aguas de lluvia en la calzada (a cada lado) con gasto superior a 100 lt/sg.

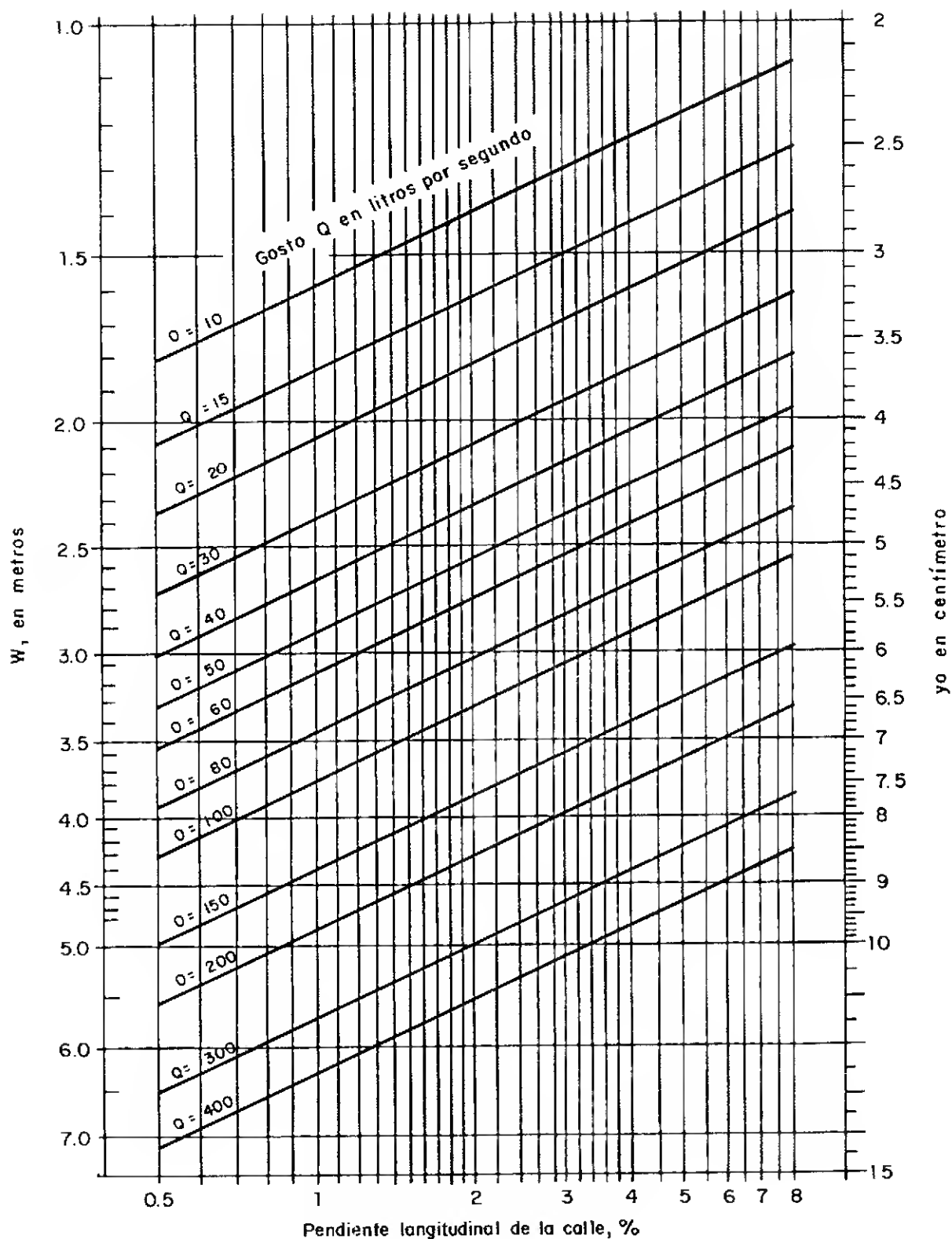


Fig. IX-8.—Abaco para cálculo de área inundada en la calle (Dr. Ayala).

Por su parte, las Normas del INOS¹ establecen la condición de ancho mojado en la calle que, como hemos visto, se establece en 1,50 m para ciertas zonas y permite a la totalidad de calzada como zona

inundable en otros casos. Esto puede en algunos casos representar caudales de circulación superiores a los 100 lt/sg, lo cual puede similarmente ser estimado mediante el ábaco del doctor Ayala.

Sistemas de Recolección de Aguas de Lluvia 213

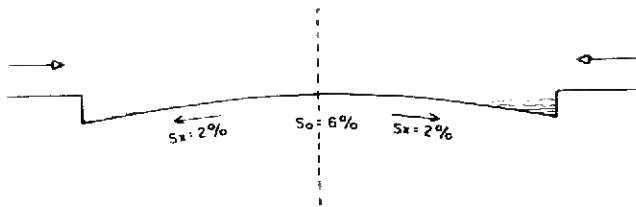


Fig. IX-9.—Sección transversal de la calle.

$$\text{distancia arriba sería } L_1 = \frac{22 \text{ lt/sg}}{0,5 \text{ lt/sg/m}} = 44 \text{ m}$$

$$\text{de separación del lado izquierdo y } L_d = \frac{22}{0,3} = 73 \text{ m del lado derecho.}$$

En estas condiciones, se considera conveniente ubicar un sumidero adicional del lado izquierdo de la calle en el punto medio de la longitud, limitándose la separación entre sumideros a 40 m.

El Manual de Drenajes¹⁶ presenta la gráfica de la figura IX-11, también basado en la ecuación de Manning y determina la ecuación:

$$Q = 0,00175 \left(\frac{Z}{n} \right) S^{1/2} Y^{8/3}$$

Q – Litros/segundos.

Z – Inverso de la pendiente transversal.

n = Coeficiente de Manning.

S = Pendiente longitudinal.

Y = Profundidad máxima en cm.

La expresión dada sólo se recomienda para valores de $Z > 8$.

Ejemplo

Determinese el caudal que circula en el borde de la acera, si el ancho mojado en la calzada, medido desde el borde hacia el centro es de 1,5 m, la pendiente longitudinal es de 6 por 100 y la pendiente transversal es de 2 por 100 (iguales datos del ejemplo anterior).

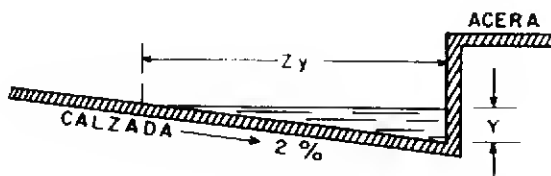


Fig. IX-10.—Ancho mojado y altura del agua en la cuneta.

Si el ancho es de 1,5 m y la pendiente transversal es 2 por 100 la altura Y será: $Y = 0,02 \times 1,5 = 3,0$ cm, asumiendo para $n = 0,016$

$$Z = \frac{1}{0,02} = 50 \quad \frac{Z}{n} = \frac{50}{0,016} = 3,125$$

$$Q = 0,00175 \times (3,125) (0,06)^{1/2} \times (3)^{8/3} = 0,00175 \times 3,125 \times 0,2449 \times 18,72 = 25 \text{ lt/sg.}$$

Esto puede obtenerse gráficamente, usando el ábaco de la figura IX-11.

Ejemplo

Uniendo $\frac{Z}{n} = 3,125$ con $S_L = 0,06$ se obtiene el punto M, intercepto sobre la línea base; uniendo este punto con el correspondiente a la profundidad máxima $Y = 0,02 \times 1,5 = 0,03$ cm, se obtiene el intercepto sobre la recta del gasto $Q = 25$ lt/sg.

Dimensiones y tipos de sumideros

Estos dispositivos de captación pueden ser de varios tipos y su selección está determinada por características topográficas, grado de eficiencia del sumidero, importancia de la vía y por la posibilidad de arrastre y acumulación de sedimentos en el sector.

Determinado el caudal para las condiciones de riesgos en determinado punto, y definidos los puntos de recolección de esas aguas de lluvia, conviene seleccionar el tipo de sumidero que logre la mayor eficiencia de captación y proceder a su dimensionado.

Los principales tipos de sumideros que se emplean para ello son:

- De ventana.
- De rejillas en cunetas.
- De rejas en calzadas.

a) Sumideros de ventana

Consiste en una tanquilla de recolección, ubicada directamente debajo de la acera, con ventana lateral coincidiendo con el borde de la misma que permite la captación del agua que escurre en la cuneta o borde de acera.

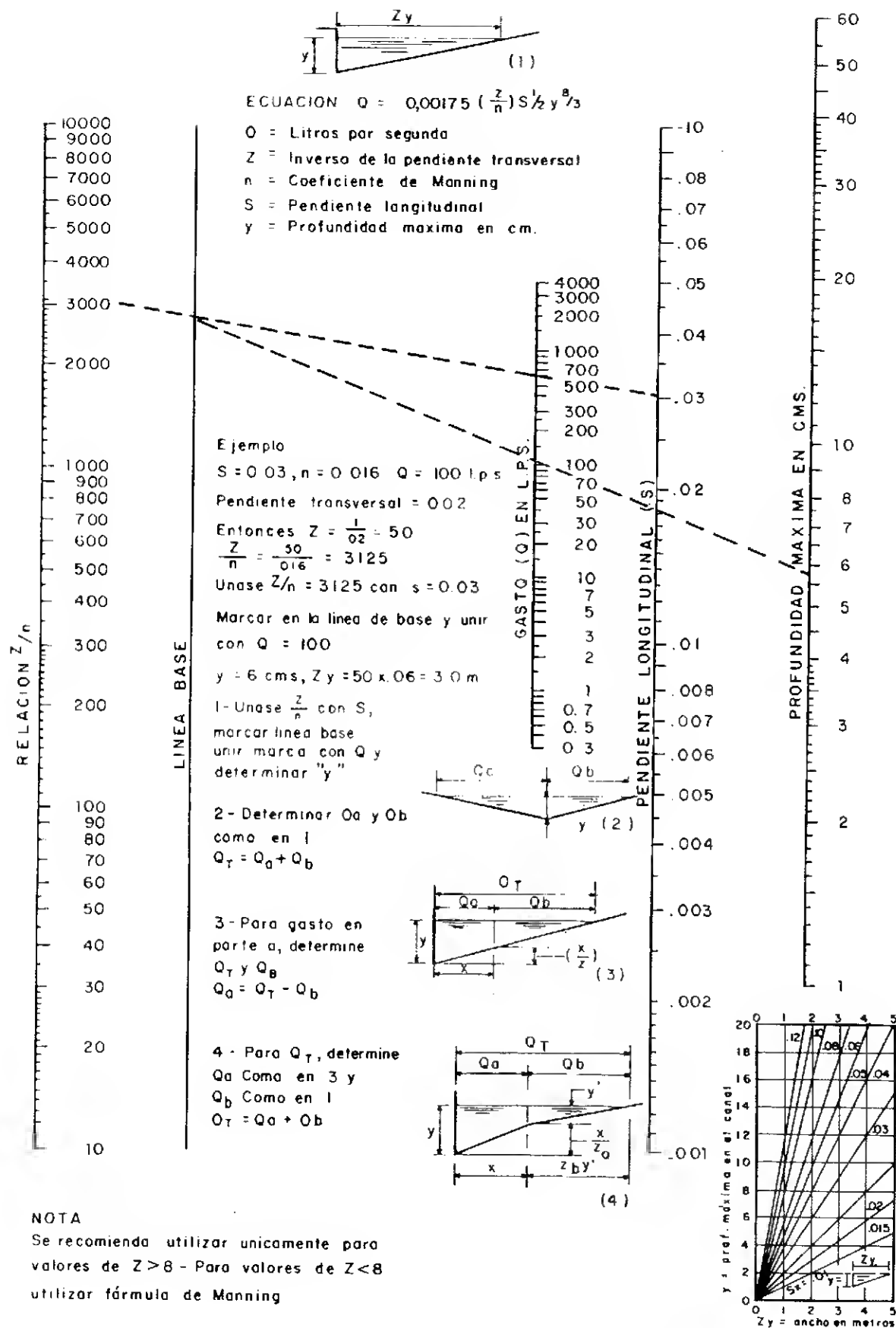


Fig. IX-11.—Abaco para determinar ancho y altura de inundación en calzada.

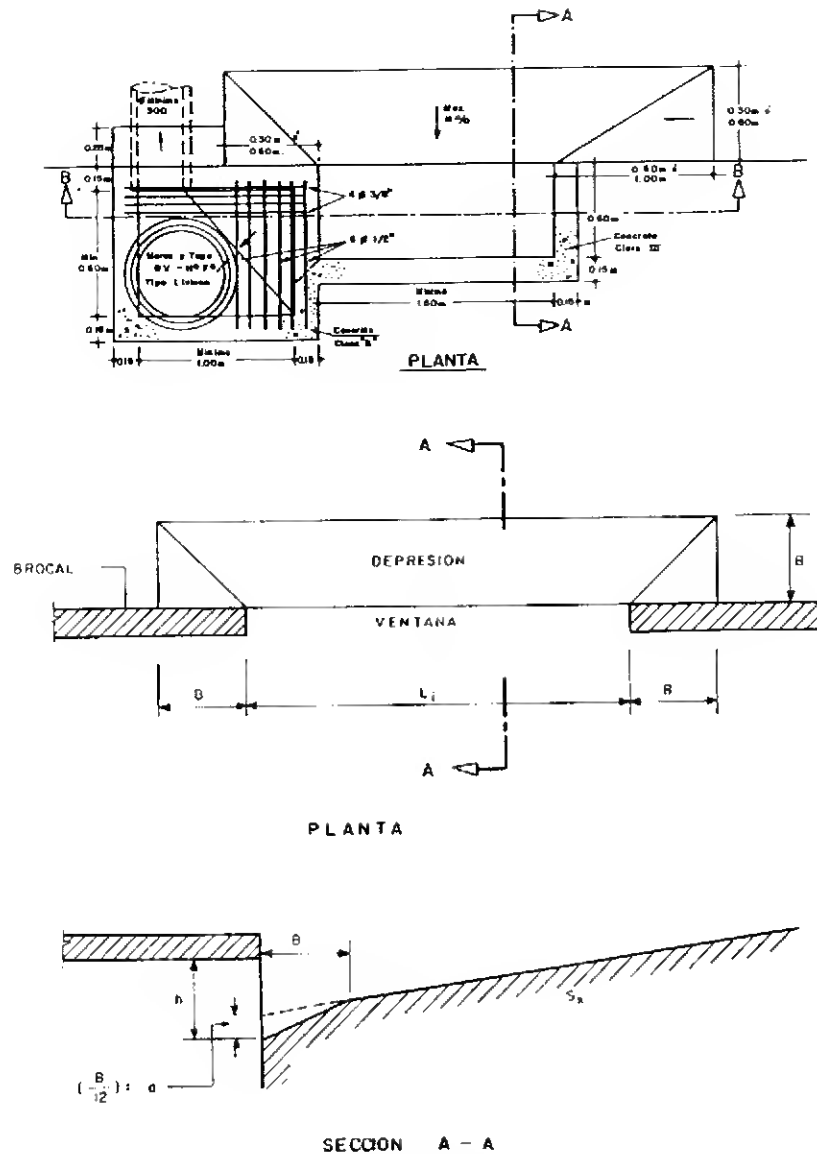


Fig. IX-12.—Planta y sección de sumidero de ventana.

Las Normas INOS¹, establecen limitaciones en cuanto a las características de este tipo de sumidero, que se indican a continuación:

- Deberán tener una longitud mínima de 1,50 m.
- La depresión transversal en la calzada con un ancho mínimo de 0,30 m y máximo de 0,60 m. La pendiente de esta depresión será hasta de 8 por 100, con un valor mínimo de 2,5 cm de abertura para un ancho de depresión de 0,30 m y 5 cm para un ancho de depresión de 0,60 m.
- La altura máxima de la ventana, será de 0,15 m a 0,17 m.
- El fondo de sumidero, deberá tener pendiente mínima del 2 por 100 hacia la salida.

Las figuras IX-12 y IX-13 muestran planta y cortes de un sumidero de ventana.

El sumidero de ventana tiene la ventaja de que por su ubicación no representa estorbo al tránsito, sin embargo, su mayor inconveniente radica en la facilidad de penetración de objetos de cierto tamaño que puedan ser arrastrados, así como de sedimentos, que obstruyen y disminuyen su capacidad de captación. A fin de evitar la penetración de desperdicios de cierto tamaño, se colocan rejas a la ventana, como la mostrada en la fotografía (Fig. IX-14), lo cual le da una mejor utilización.

El ingeniero J. J. Bolinaga³⁷ recomienda el empleo de sumideros de ventana, con prioridad por razones viales, en vías arteriales y distribuidoras, pero estima que su eficiencia es baja para pendientes

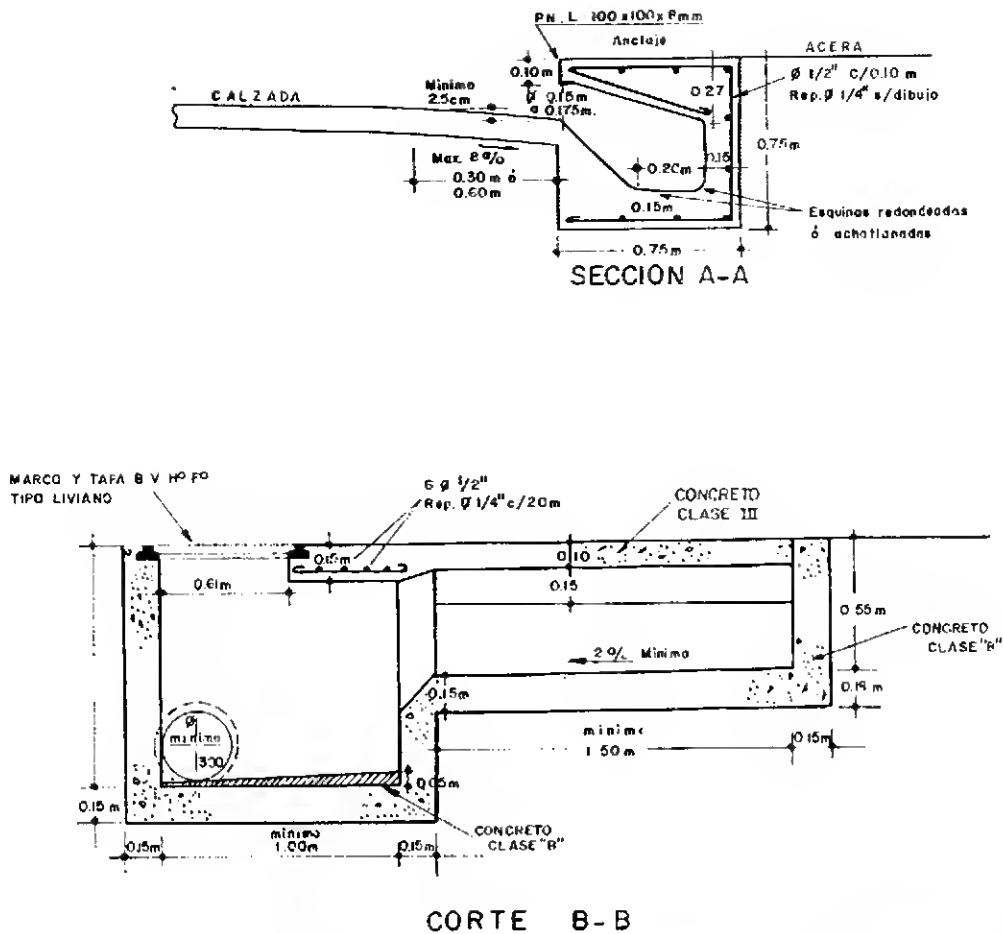


Fig. IX-13.—Corte transversal y longitudinal de sumidero de ventana.

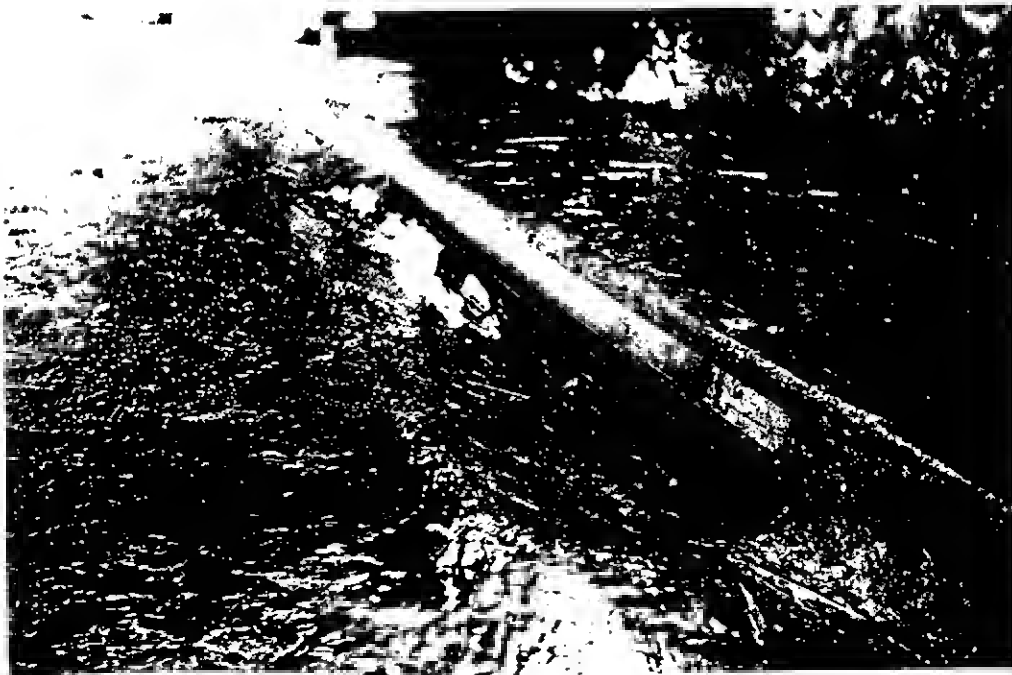


Fig. IX-14.—Sumidero de ventana con rejilla de protección. Urbanización de Caracas, Venezuela.

longitudinales de calle mayores al 3 por 100, por lo cual recomienda su utilización preferiblemente para pendientes longitudinales de calles menores al 3 por 100.

Longitud de la ventana

El doctor J. A. Ayala D., en su estudio «Cálculo de la longitud de ventana de sumideros (imbornales) para recoger aguas de lluvia de las calles»³⁶ establece un método de cálculo, basado en la ecuación de Manning y en la teoría de vertederos laterales, limitando las pendientes longitudinales a un mínimo del 1 por 100, por consideraciones hidráulicas que hacen que para pendientes al acercarse al 1 por 100, el régimen del movimiento se hace crítico, que conduce a las siguientes expresiones

$$L = 7v \sqrt{y}$$

para valores de $Y \leq b$;

y la expresión:

$$L = \frac{V}{\sqrt{Y}} \left(41,67 - 4,6 \log Y - \frac{1}{60 Y} + 7,38 \right)$$

para valores de $Y > b$, siendo b la altura definida por la depresión en la cuneta.

La utilización de estas expresiones le permitió graficar el ábaco de la figura IX-17, mediante el cual se determina la longitud de ventana, para un gasto (lt/sg) dado y pendientes longitudinales de calle, comprendidas entre 1 y 10 por 100 (pendiente transversal de 2 por 100).

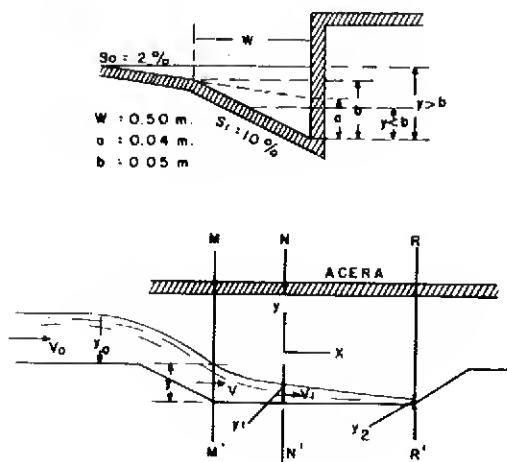


Fig. IX-15.—Características de escurrimiento en cuneta.



Fig. IX-16.—Esguerrimiento de agua en cuneta. Urbanización de Caracas, Venezuela.

Ejemplo

Determinese la longitud de ventana de un sumidero ubicado en un punto, donde se concentra un gasto de 40 lt/sg, siendo la pendiente longitudinal de la calle $S_0 = 6$ por 100 y la pendiente transversal $S_x = 2$ por 100.

Utilizando el gráfico del doctor Ayala, figura IX-17 entrando con $Q = 40$ lt/sg y $S = 6$ por 100 se obtiene una longitud de ventana $L = 2,70$ m.

Por razones prácticas, los sumideros de ventana se han estandarizado en tres tipos, para longitudes de 1,50 m, 3,00 m y 4,50 m, con anchos de depresión de 0,30 m, 0,60 m y 0,90 m, respectivamente, para diferentes anchos mojados y diferentes pendientes longitudinales y transversales.

Las gráficas IX-18 al IX-20, presentan las curvas correspondientes tomadas del Manual de Drenajes del MOP¹⁶.

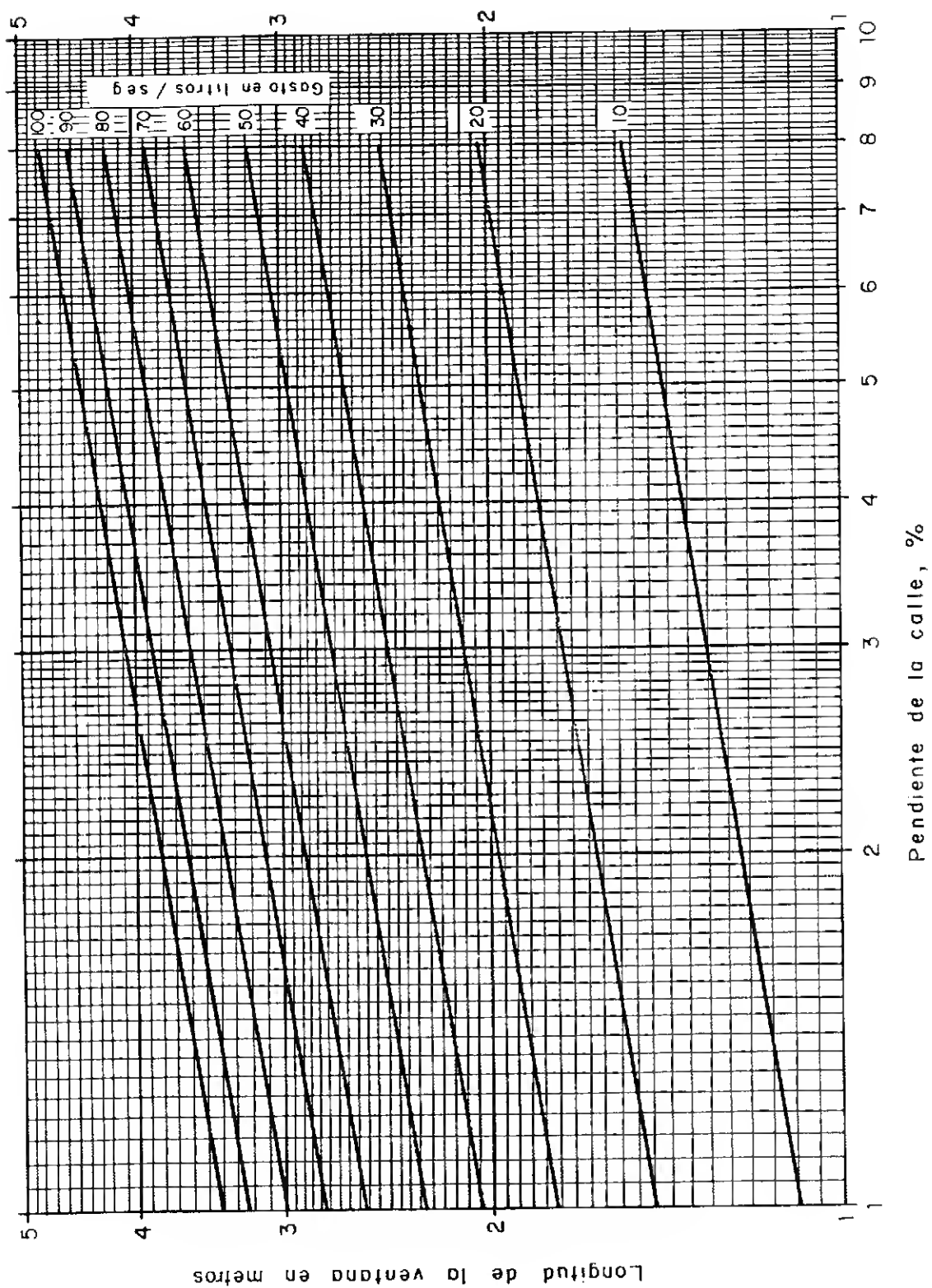
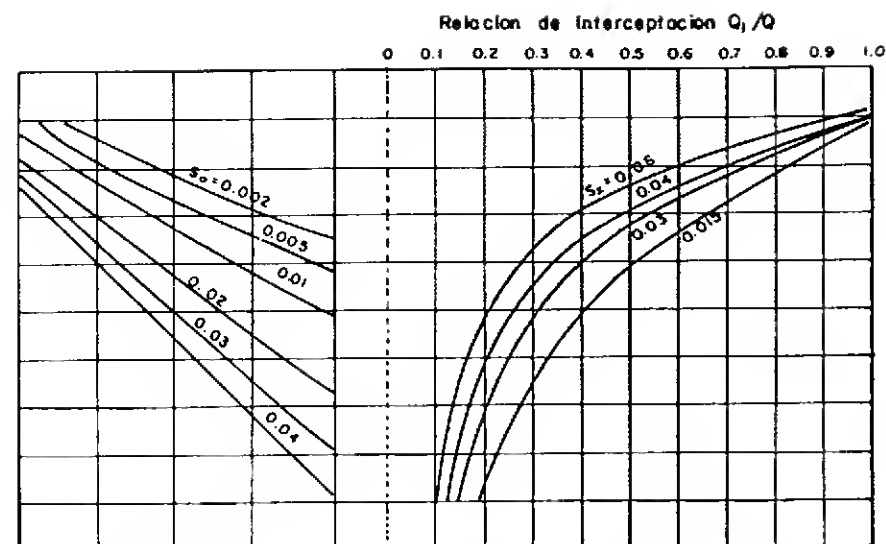
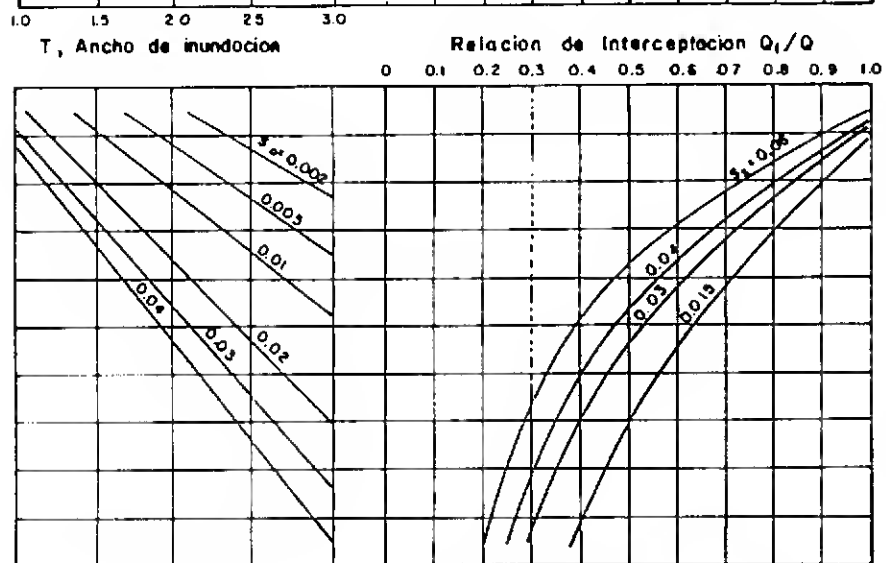
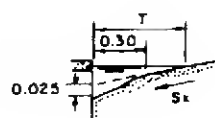


Fig. 1X-17.—Abaco para el cálculo de longitud de ventana (Dr. Ayala).



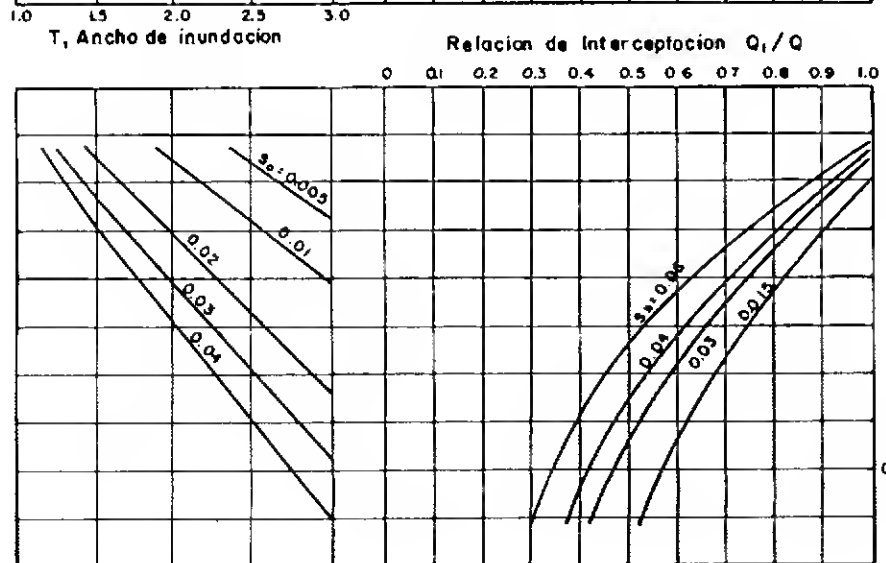
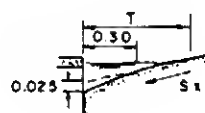
LONGITUD DE LA
VENTANA = 1.5 m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 3.0 m

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 4.5 m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$

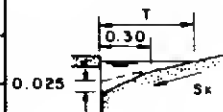
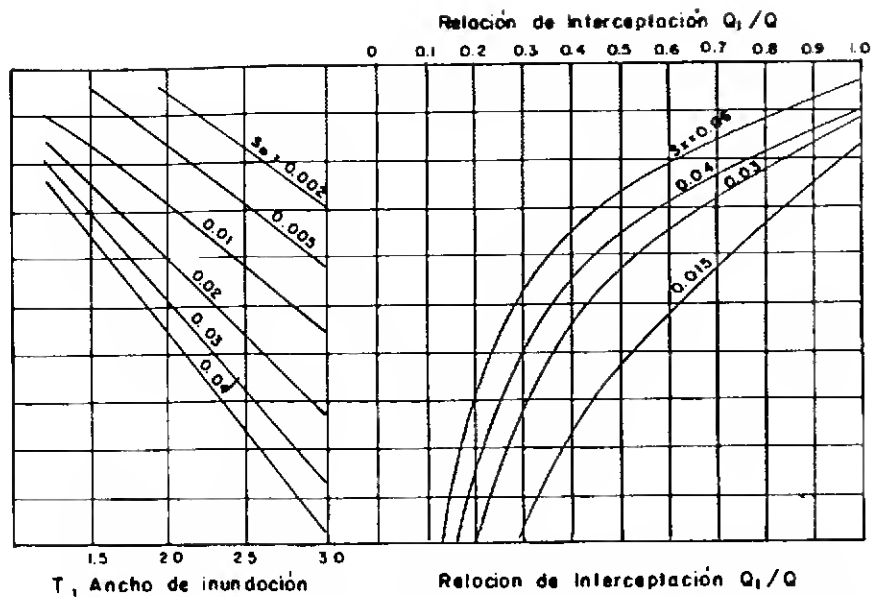
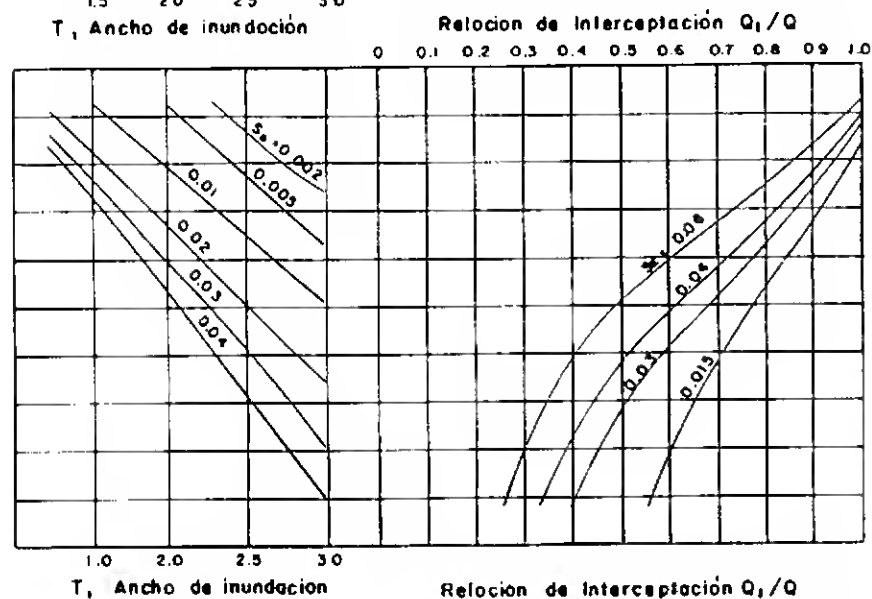
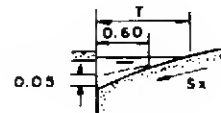


Fig. IX-18.—Relación de intercepción en sumideros de ventana (Cuneta=0.30 m).



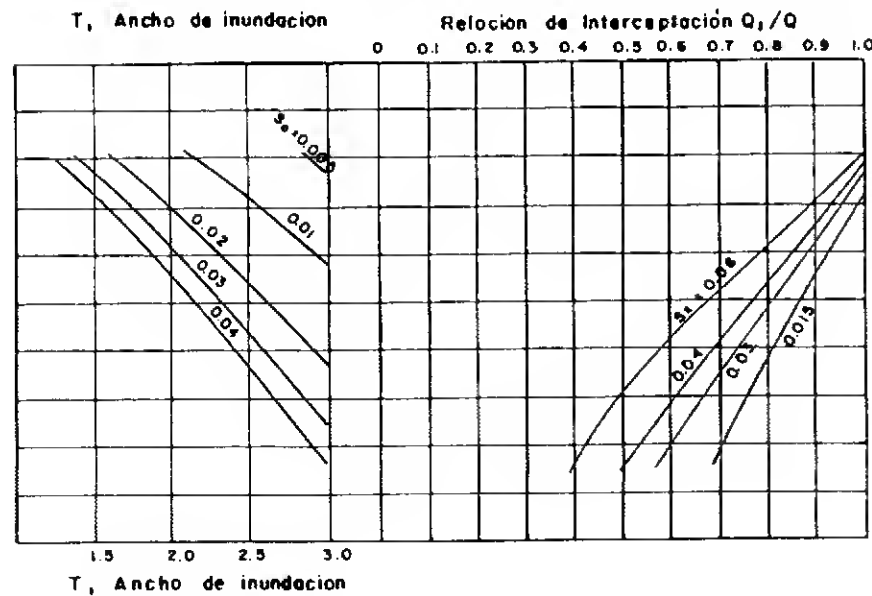
LONGITUD DE LA
VENTANA = 1.5m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 3.0m

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 4.5m

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$

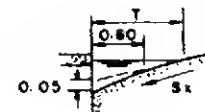
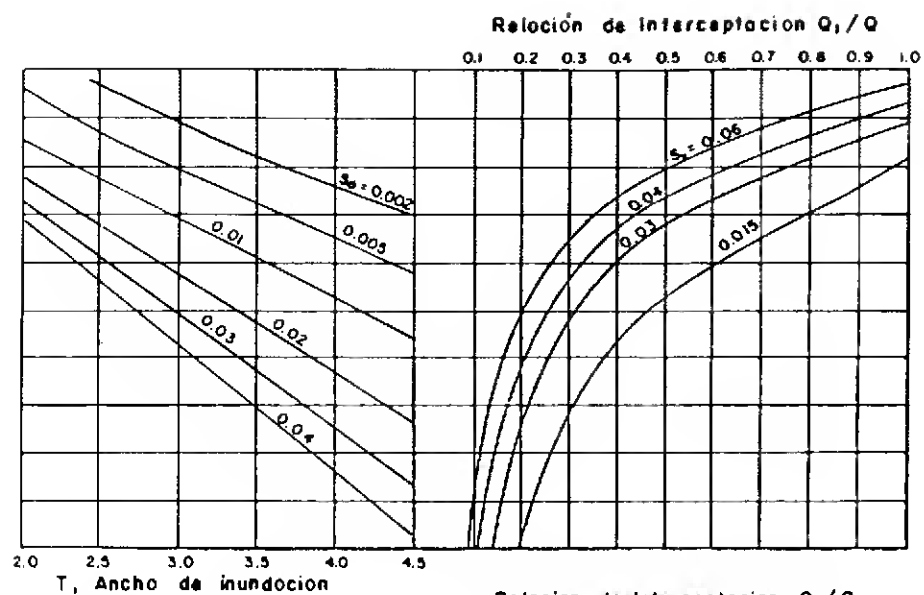
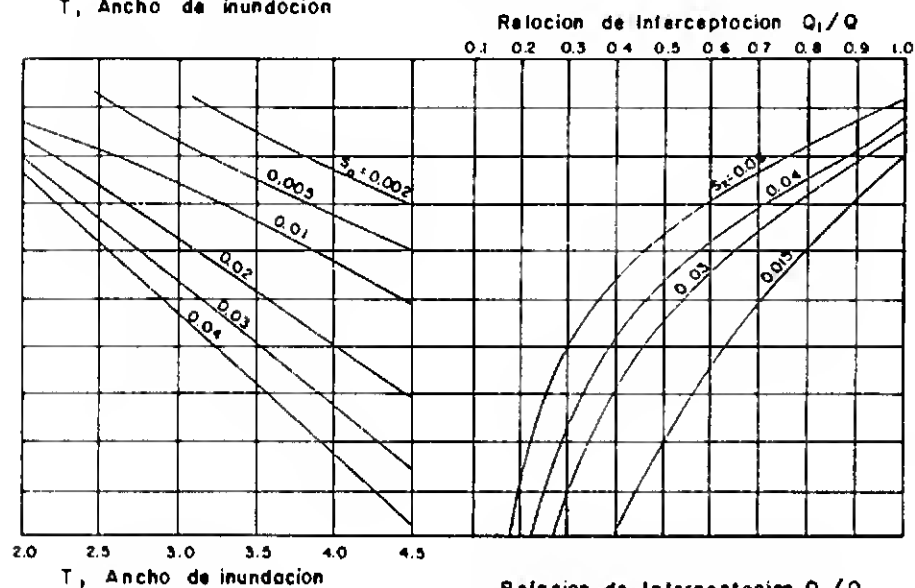
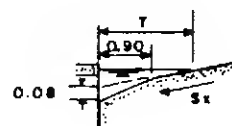


Fig. IX-19.—Relación de intercepción en sumidero de ventana (Cuneta=0.60 m).



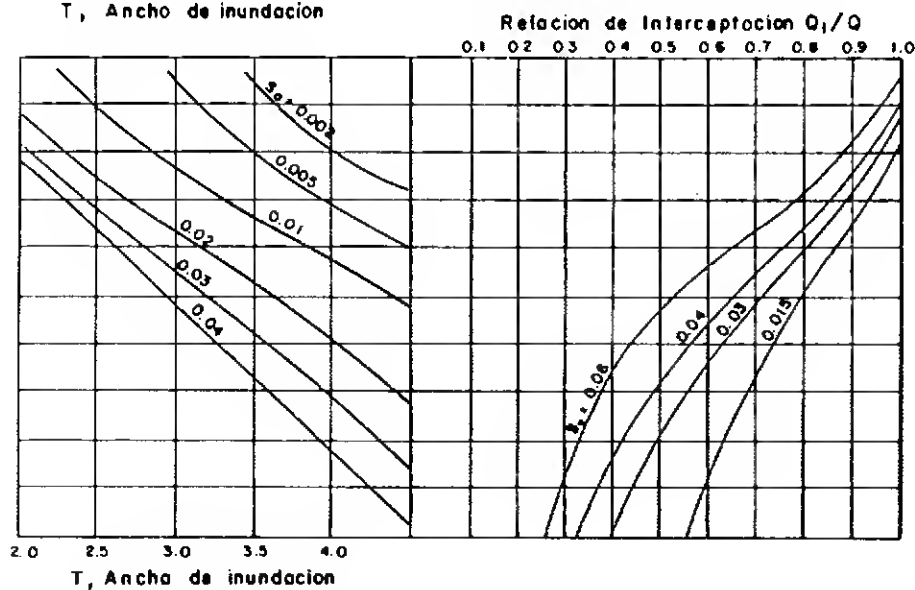
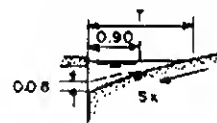
LONGITUD DE LA
VENTANA = 1.5m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 3.0m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



LONGITUD DE LA
VENTANA = 4.5m.

ALTURA MINIMA DE LA
VENTANA = TS_x
 $n = 0,016$



Fig. IX-20.—Relación de interceptación en sumidero de ventana (Cuneta=0.90 m).

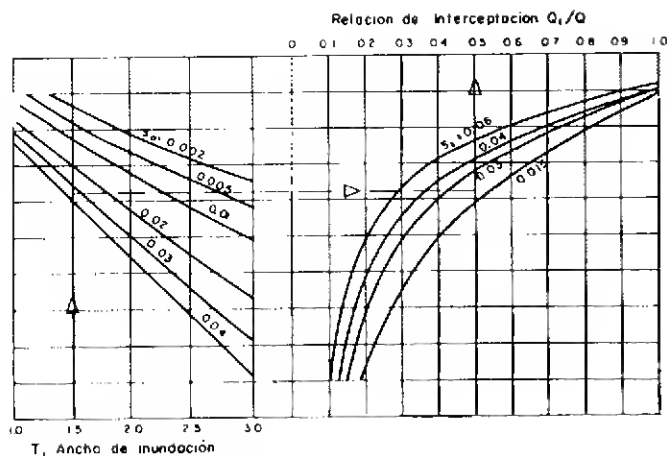


Fig. IX-21.—Solución para $T=1.50$ m; Cuneta=0.30 m.

Ejemplo:

Una calle de urbanización que recibe las aguas de lluvia de las parcelas ubicadas en lado izquierdo, tiene una longitud de 120 m y pendiente longitudinal de 3,5 por 100, siendo la pendiente transversal 2 por 100.

Si sólo se quiere usar sumideros de ventana de longitud 1,50 m, con depresión de 0,30 m, determínese: el gasto captado por sumidero, el número requerido y la separación entre ellos, a fin de que la zona inundada no sea mayor de 1,50 m, considerando que el aporte de las parcelas es homogéneo a lo largo de la vía y del orden de 0,6 lps/m.

Solución:

Si se quiere mantener un máximo de ancho inundado en la calle de 1,5 m se tendrá que para la pendiente transversal de 2 por 100, no deberá tener-

se en el borde de acera una altura mayor de $Y = 0,02 \times 1,50 = 0,03$ m = 3 cm.

Utilizando el ábaco de la figura IX-18 entrando con $S=0,035$ y $\frac{Z}{n}=3,125$ se obtiene el punto sobre la línea base que unido con $Y=3$ cm, resulta un caudal $Q=20$ lt/sg.

Este sería el máximo gasto permitido en la calle, siendo los aportes de 0,6 lps/m, el primer sumidero deberá ubicarse a una distancia L del punto más alto de la calle $L = \frac{20}{0,6} = 33,3$ m.

Se ubicará a 33 m del comienzo, partiendo del punto más alto.

Para ubicar el segundo sumidero, habrá que determinar cuánto es capaz de captar el sumidero propuesto de $L=1,50$ m, con pendiente $S_1=3,5\%$ y depresión de 0,30 m.

Utilizando el ábaco de la figura IX-18, entrando con el ancho mojado $T=1,50$ m se sube verticalmente hasta interceptar el valor de la pendiente longitudinal de la calle $S_0=3,5$ y se proyecta horizontalmente hasta el valor de la pendiente transversal $S_1=2\%$ (Fig. IX-21) y se obtiene la relación de intercepción.

$$\frac{Q_1}{Q} = 0,50$$

Q_1 = gasto captado o interceptado

$$Q_1 = 0,50 \times 20 = 10 \text{ lt/sg}$$

Podemos usar el ábaco del doctor Ayala (figura IX-17) entrando con la pendiente longitudinal y la longitud de ventana ($S_1=3,5\%$ y $L=1,50$ m) hasta lograr el intercepto, resultando $Q=12$ lt/sg.

Siendo la relación de intercepto tan baja, sería preferible utilizar una longitud $L=3,0$ m, con lo cual

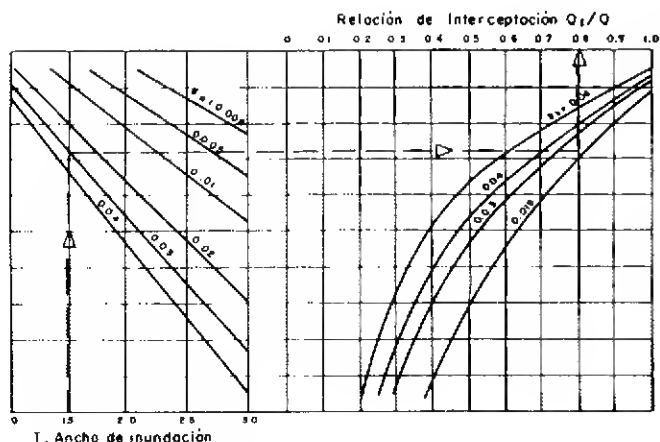


Fig. IX-22.—Solución para $T=3.00$ m; Cuneta=0.60 m.

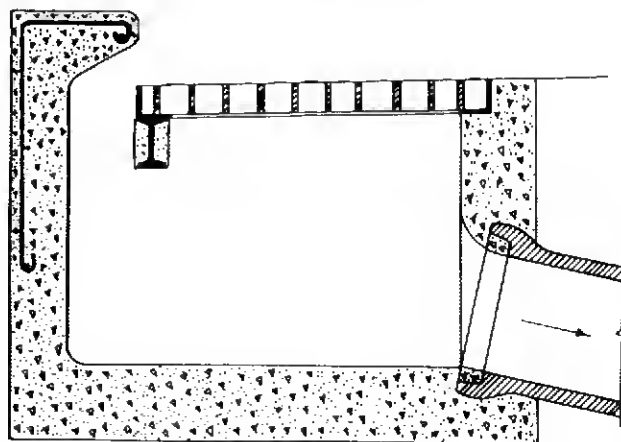


Fig. IX-23.—Sumidero de rejilla en cuneta tipo S.A.S.

obtenemos en la figura IX-22, $\frac{Q_i}{Q} = 0,80$ luego

$$Q_i = 0,80 \times Q = 0,80 \times 20 = 16 \text{ lt/sg}$$

Luego para ubicar el segundo sumidero, se tendrá que considerar el caudal remanente del primero

$$Q_r = Q - Q_i = 20 - 16 = 4 \text{ lt/sg}$$

Por tanto, el gasto que recibirá el segundo sumidero será el remanente del primero más la contribución del área

$$Q_2 = Q_u \times L + Q_r$$

pero el caudal en la calle está limitado a 20 lt/sg

$$L = \frac{16}{0,6} - 27 \text{ m} = 30 \text{ m}$$

Usando sumideros de igual capacidad ($L = 3,0 \text{ m}$) se tendrá que a partir del primero, ubicado a 33 m al no cambiar las condiciones de los aportes, se podrán espaciar sumideros iguales, a distancias iguales; luego se tendrá:

Ubicación del primer sumidero

$$L_1 = 33,0 \text{ m}$$

los otros sumideros se ubicaron cada 30 m a partir de éste, luego $L = 120 - 33 = 87 \text{ m}$

Número de sumideros requeridos $N = \frac{87}{30} = 2,9 = 3$ se requieren tres sumideros más.

Sumideros de rejillas en cunetas:

Consiste en una tanquilla colocada en la cuneta, la cual se cubre con una rejilla, preferiblemente con barras en sentido paralelo a la corriente; sin embargo, a fin de lograr mayor resistencia estructural con frecuencia se colocan inclinadas, esto también favorece al tránsito de bicicletas. Presentan inconvenientes frecuentes por deterioro de las rejillas, ocasionado por el tránsito y estacionamiento de vehículos. Sin embargo, su mayor ventaja radica en su mayor capacidad de captación para pendientes pronunciadas de las calles.

La fotografía (Fig. IX-24) muestra sumideros tipo de rejilla en cunetas.

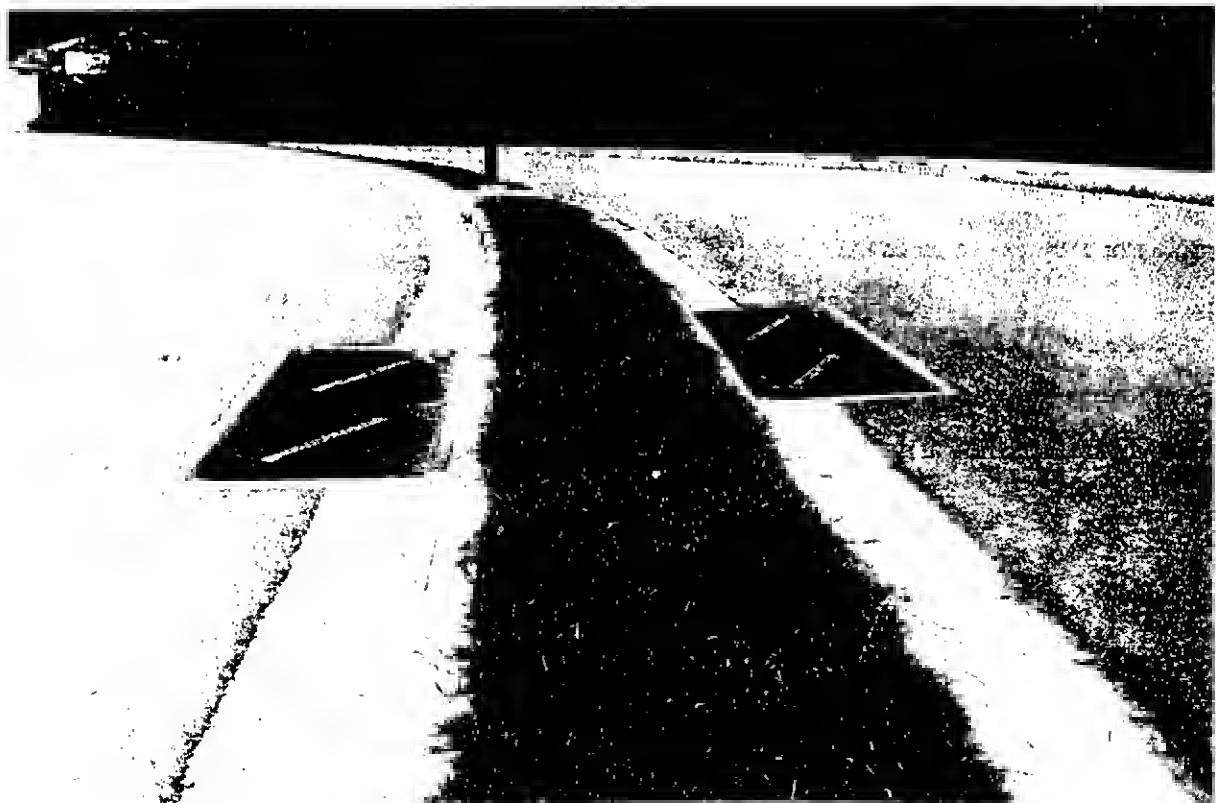


Fig. IX-24.—Sumidero de rejilla en cuneta. Urbanización de Caracas, Venezuela.

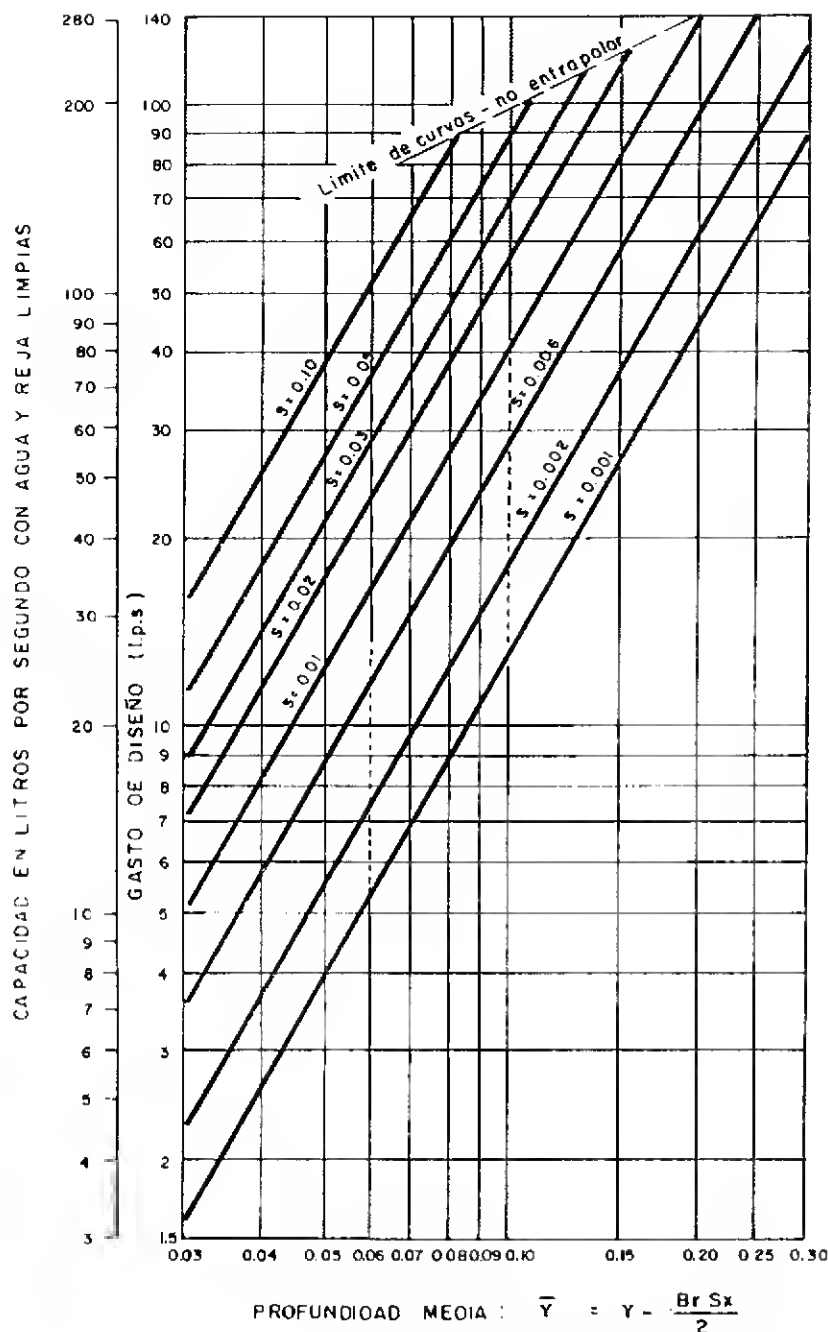


Fig. IX-25.—Abaco para el cálculo de gasto de captación en sumidero de rejillas en cuneta (M.O.P.).

Las normas INOS¹ establecen para este tipo de sumidero lo siguiente:

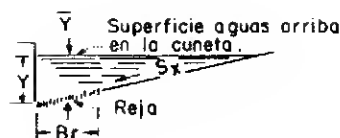
- Los barrotes deberán ser colocados paralelos a la dirección del flujo.
- El área neta de las rejillas, será igual al doble del área resultante del cálculo como orificios rectangulares.
- La dimensión mínima de las rejillas será de 0,90 m de largo por 0,60 m de ancho. La separación entre pletinas longitudinales será de 0,025 m, 0,035 m y 0,05 según las necesi-

dades. Se podrán adosar dos o más sumideros según sea necesario.

La figura IX-23 presenta un sumidero de rejillas en cuneta, tipo M.S.A.S.

El ingeniero J. J. Bolinaga³⁷ recomienda para los sumideros de rejillas inclinadas, se considere el doble del área requerida por capacidad hidráulica.

Para efectos de cálculo de este tipo de sumidero, el Manual de Drenaje del MOP¹⁶, presenta un ábaco que se corresponde con el dimensionado mínimo del INOS, que se reproduce en la figura IX-25.



CUNETA TIPO

Reja con largo de 0.90m y ancho Br de 0.61 m. Separación entre pletinas longitudinales 0.025, 0.35 y 0.05 metros.

NOTA

Para ancho Br de 0.46 se puede multiplicar capacidades por 0.75.

S = Pendiente longitudinal de la colzada (m/m).

Y = Profundidad máxima en la cuneta (mts.)

\bar{Y} = Profundidad media de la corriente sobre la rejilla medida aguas arriba antes de comenzar la caída del agua. (mts.)

Ejemplo:

Un caudal de aguas de lluvia provoca en la cuneta una altura de aguas de 5 cm, siendo la pendiente longitudinal de la calle $S_1 = 5\%$, determine el gasto de captación de un sumidero de rejilla de $0,90 \times 0,61$ m.

Solución:

La profundidad media $\bar{Y} = Y - \frac{B_r S_x}{2}$

S_x = pendiente transversal

B_r = ancho

$$\bar{Y} = 5 - \frac{61 \times 0,02}{2} = 5 - 0,6 = 4,4 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = 0,044$$

Con este valor se entra al ábaco de la figura IX-25 y se intercepta la recta correspondiente a la pendiente longitudinal $S = 0,05$, obteniéndose aproximadamente Q de diseño = 22 lt/sg.

Sumideros de rejas en calzada

Consiste en una tanquilla transversal a la vía y a todo lo ancho de ella, cubierta con rejas, con barras diagonales. Generalmente el ancho es de 0,90 m. Se usan pletinas de 75×12 mm y un espaciamiento entre ellas no mayor de 6 cm, centro a centro.

El sumidero estándar, tipo INOS, que se presenta en la figura IX-26, se recomienda en caso en que el área libre total para el paso del agua sea igual a cuatro veces la sección del colector de salida.

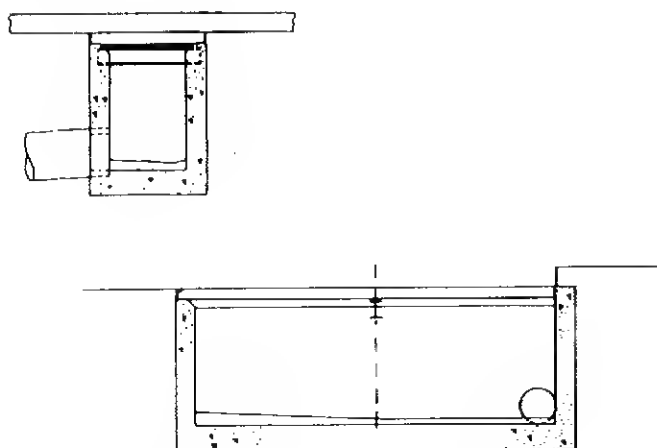


Fig. IX-26.—Sumidero de rejas en calzada.



Fig. IX-27.—Sumidero de rejas en calzada, casi totalmente obstruido.

El mayor inconveniente de este tipo de sumideros es el daño frecuente por el peso de los vehículos y su posterior obstrucción al sufrir deterioro las rejillas.

La fotografía (Fig. IX-27) presenta un sumidero del tipo de rejas en calzada.

CONDUCCION DE LAS AGUAS DE LLUVIA

La conducción de las aguas de lluvia a través de colectores o conductos, atiende a las mismas características hidráulicas ya enunciadas y discutidas en términos generales, para las aguas servidas. Sólo algunas consideraciones de orden práctico que conviene tener presente, en el diseño de estos sistemas, que difieren de los colectores cloacales son:

- En razón del arrastre de sedimentos, arena y tierra, cuyo peso específico es mayor que el material sólido de las aguas negras, se procura diseñar con velocidades de arrastre que se correspondan con este material. En tal sentido las normas han fijado en 0,75 m/sg la velocidad mínima a sección llena, en colectores de aguas pluviales. Si bien, las consideraciones hechas en el capítulo respecto a la velocidad a sección plena, tienen vigencia para los conductos de aguas de lluvia, ello

tiene menos significación en este caso, por cuanto la determinación del caudal, en este caso tiene mayor apoyo y grado de aproximación al gasto de circulación para una cierta lluvia, lo cual permite la limpieza de los colectores por velocidades superiores a la velocidad de arrastre.

- b) El diámetro mínimo a usar en colectores pluviales es de 0,25 m (10").
- c) En general, la pendiente de los colectores está fijada por la pendiente del terreno, a fin de lograr la máxima economía en las excavaciones, pero en zonas de poca pendiente o totalmente planas, debe procurarse una pendiente capaz de producir el arrastre de sedimentos para el caudal de diseño, aprovechando la capacidad del colector.
- d) De importancia en el diseño es la determinación de las profundidades de los colectores de aguas pluviales y su posible intercepto o cruce con las tuberías de aguas servidas. En este sentido, un buen diseño, tiende a lograr la máxima economía, lo cual es dependiente del diámetro y del volumen de excavación (ver capítulo VI, ejemplos).

En zonas planas, donde estamos obligados a profundizar la tubería de acuerdo a una pendiente mínima para mantener velocidades de arrastre, generalmente resulta más conveniente dar las mayores ventajas a la tubería de aguas de lluvia con respecto a las tuberías de aguas negras, en virtud de que los mayores diámetros de las primeras a menores profundidades lograrían una alternativa económica. A esto agregamos las posibilidades que existen de tener un bombeo; siempre resultará preferible tener que bombear aguas negras de caudales menores, a costo menor, que grandes caudales de aguas pluviales.

En otros casos, conviene hacer un análisis económico que permita determinar la solución más conveniente; sobre todo si tenemos en cuenta los volúmenes de excavación de los empotramientos cloacales, que pueden hacer inclinar la solución económica hacia una menor profundidad de los colectores de aguas servidas.

La determinación de los perfiles de los colectores de aguas de lluvia deben señalar los puntos de cruce con los colectores cloacales, indicando progresiva y cota correspondiente.

- e) Generalmente se procura dejar el eje de calzada para ubicación de los colectores de aguas negras, quedando por tanto ubicados

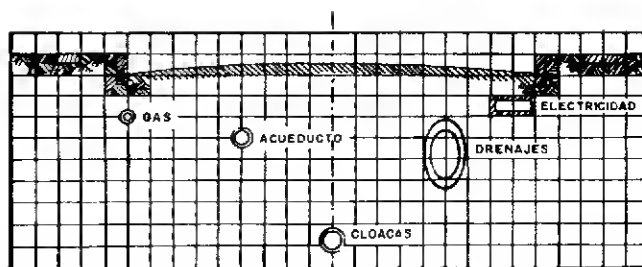


Fig. IX-28.—Ubicación relativa de los conductos en la calle.

los colectores de agua de lluvia a un lado de la misma, casi siempre se logra de esta manera el diseño más económico (Fig. IX-28).

Ejemplo:

La figura IX-29 presenta una zona a urbanizar, a la cual se quiere diseñar el sistema de drenaje de aguas de lluvia. La zona está ubicada en las vecindades de la ciudad de Caracas, cuyas curvas de intensidad-duración-frecuencia corresponden a la Región Hidrológica XIV del MOP¹⁶.

Existe un colector de aguas de lluvia de 60" (1,52 m) de diámetro (línea a trazos), el cual descarga en el cauce de quebrada que atraviesa la parte oeste de la urbanización.

Solución:

- a) De acuerdo a la topografía modificada y a las curvas de pavimento, la zona se ha subdividido en 23 sub-hoyas, las cuales se han demarcado en el plano (línea a trazos y puntos). Figura IX-30, mediante la utilización del planímetro o por cálculo directo de áreas de figuras geométricas conocidas se han determinado las áreas correspondientes a cada una.

Zona	Area (ha)	Zona	Area (ha)
1	0,30	13	0,48
2	1,40	14	0,76
3	1,30	15	0,97
4	1,60	16	1,03
5	1,35	17	1,21
6	0,25	18	0,26
7	0,80	19	0,34
8	0,71	20	0,66
9	0,79	21	0,41
10	0,44	22	1,28
11	0,58	23	0,97
12	0,90	s/n	0,41

En el plano se han demarcado las áreas correspondientes a cada sub-hoya, con un cuadro, ejemplo: Área (19) , 0,34

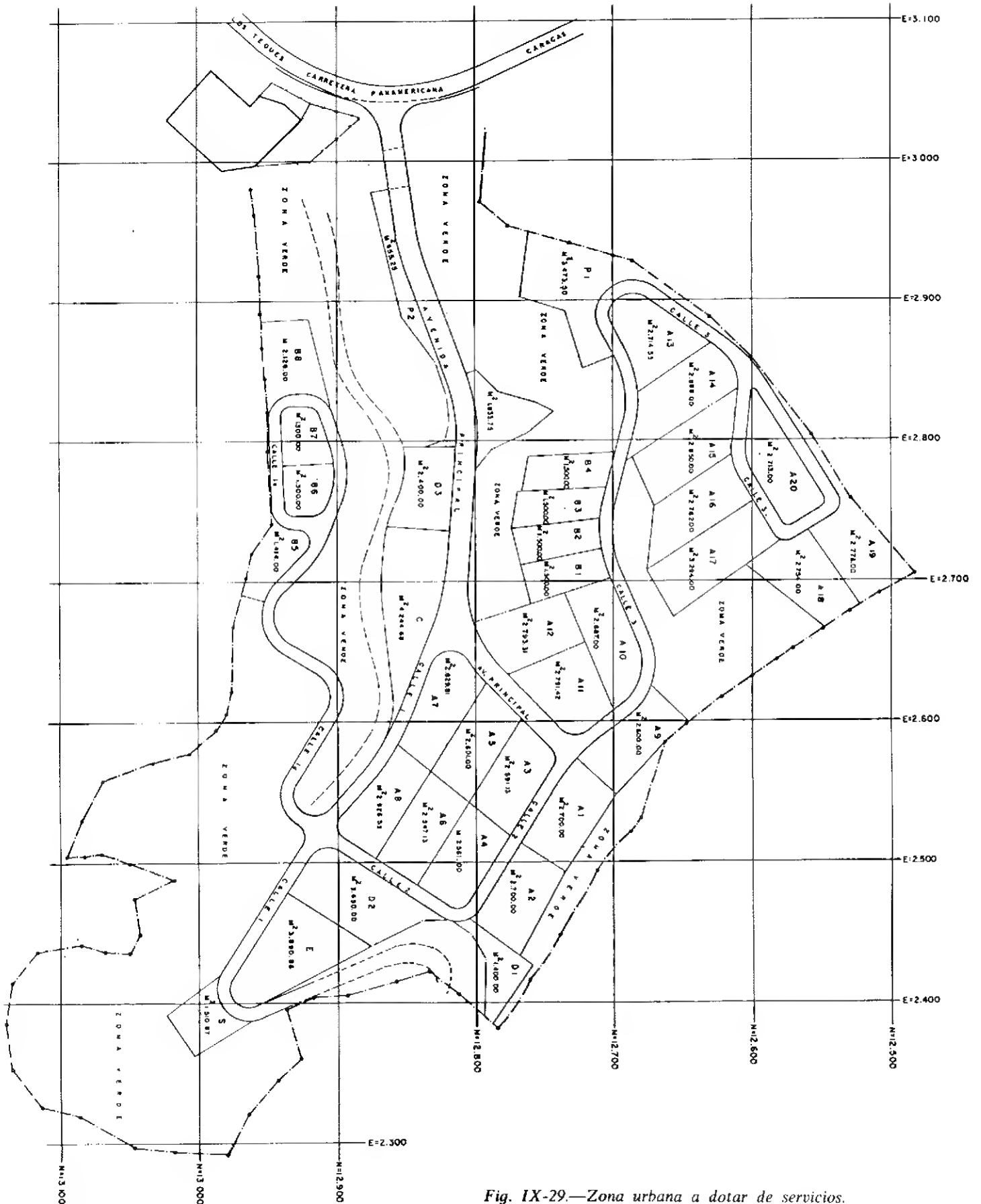


Fig. IX-29.—Zona urbana a dotar de servicios.

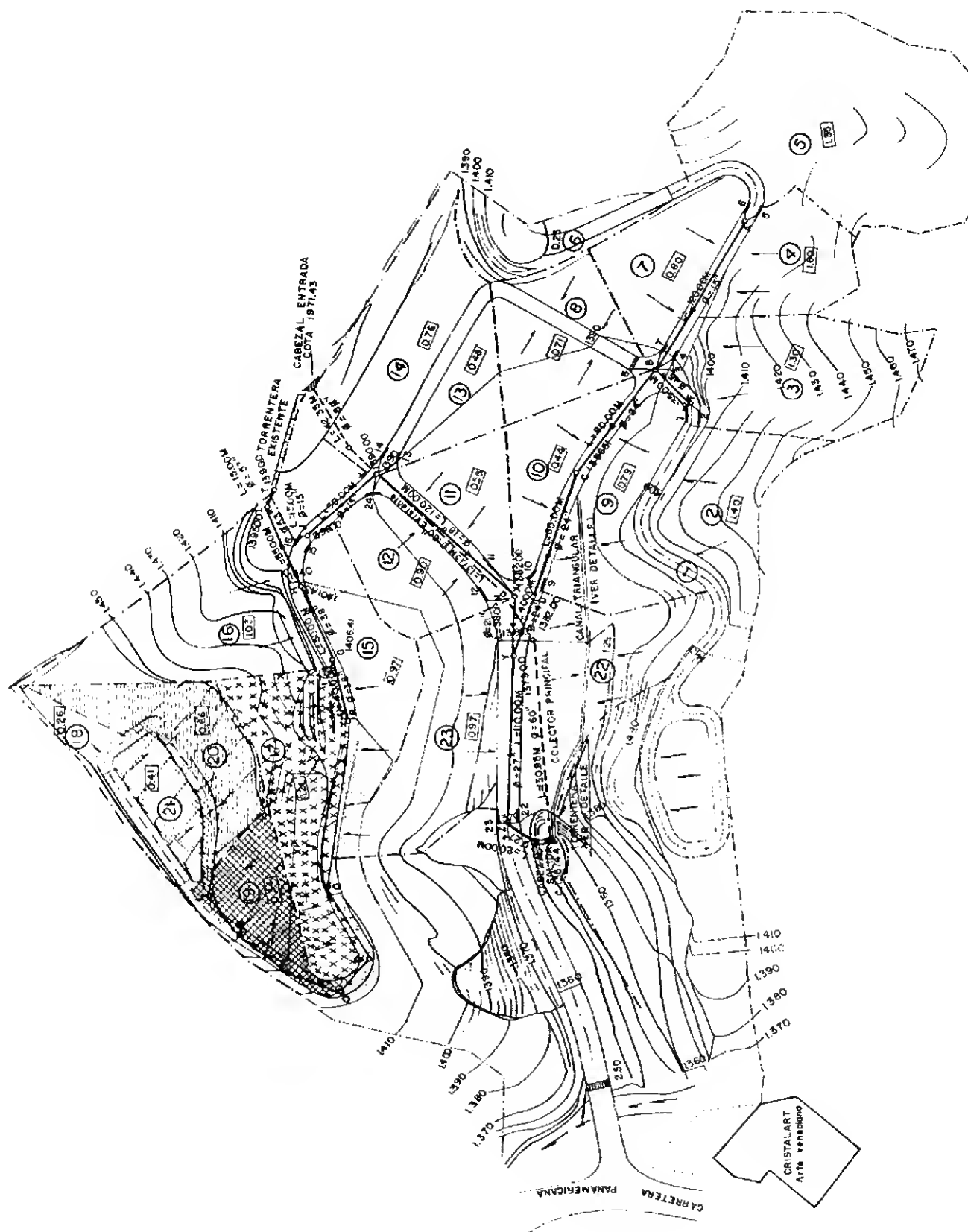


Fig. IX-30.—Delimitación de hoyas y áreas correspondientes. Igual a la IX-34.

- b) De acuerdo a la zonificación del parcelamiento, se asignaron coeficientes de escurritia, utilizando los señalados por las Normas INOS¹ artículos 3.15 y 3.16 así:

1. Zona multifamiliar: 12 por 100 de construcción.....	0,60
2. Zona multifamiliar; 100 por 100 de construcción.....	0,50
3. Zona familiar.....	0,40
4. Zona comercial.....	0,70
5. Zona social.....	0,20
6. Zonas deportivas.....	0,20
7. Calles.....	0,80
8. Zona verde.....	0,30

Esto permite calcular los coeficientes medios de impermeabilidad para cada zona, en base a los porcentajes respectivos, lo cual se condensa en el cuadro IX-7.

- c) Se ubicaron tentativamente sumideros, los cuales reciben las aguas que drenan directamente de las calles y áreas respectivas, y se determinaron los tiempos de concentración en función de las pendientes longitudinales de calles. En todos los casos, resultó menor de 10 minutos, por lo que se asumió éste como t mínimo, en consideración a las características de la zona (zona sub-urbana, de tráfico limitado).

Dadas las características de la zona y su importancia relativa, se seleccionó de las curvas correspondientes a la Región Hidrológica XIV, la de frecuencia 5, obteniéndose para $t=10$ minutos, una intensidad de lluvias de 310 lps/Ha.

- d) Mediante la aplicación del Método Racional, se calcularon los gastos correspondientes a cada sub-hoya, los cuales se presentan en el cuadro IX-7.

A título de ejemplo, veamos el cálculo de la hoya 20 (Fig. IX-32).

Area de calle: $\begin{cases} \text{Ancho} = 7,20 \text{ m} \\ \text{Longitud} = 220 \text{ m} \end{cases}$

Area = $220 \times 3,60 = 792 \text{ m}^2 = 0,08 \text{ Ha.}$

Area de parcelas = 0,58 Ha.

Pendiente longitudinal de la calle 12 por 100.

Cálculo del tiempo de concentración.

Determinemos aproximadamente la velocidad de escurrimiento en la calle, aplicando

la expresión de Manning $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$.

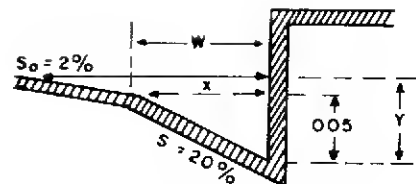


Fig. IX-31.—Hoyas del sector norte.

El gasto que escurre en la cuneta, provocará una altura de agua Y_0 , que podrá ser mayor o menor que la altura dada a la depresión (5 cm). Sin embargo, la velocidad puede determinarse con aproximación, asumiendo la velocidad en cuneta igual a la velocidad cuando ella fluya para el nivel normal de aguas hasta el limite de la depresión.

$$S_i Y_0 \leq 5 \text{ cm} \quad A = \frac{X Y_0}{2}; \quad X = \frac{Y_0}{0,20}$$

$$A = \frac{1}{2} Y_0 \frac{Y_0}{0,20} = \frac{(Y_0)^2}{0,40} = 2,5 Y_0^2$$

$$P = Y_0 + \sqrt{(Y_0)^2 + (X)^2} =$$

$$= Y_0 + \sqrt{(Y_0)^2 + \left(\frac{Y_0}{0,20}\right)^2}$$

$$P = Y_0 + \frac{Y_0}{20} = \frac{21}{20} Y_0$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2,5 (Y_0)^2}{\frac{21}{20} Y_0} = \frac{50}{21} Y_0$$

$$\text{Para } Y = 5 \text{ cm, } R = \frac{50}{21} (0,05) = 0,119$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,016} \times (0,119)^{2/3} \times (0,12)^{1/2}$$

$$V = 5,2 \text{ m/sg}$$

$$t_c = \frac{220}{5,2} = 42 \text{ sg} \approx 1 \text{ min.}$$

Para la zona de parcelas que drena a la calle, la pendiente es aproximadamente el 10 por 100 y se considera zona de vegetación ligera, luego usando la información del cuadro IX-7, referencia¹⁶, se obtiene $V=40$ m/min.

$$t = \frac{100}{40} = 2,5 \text{ min.} \quad t_c = 1 + 2,5 = 3,5 \text{ min.}$$

tomaremos $t=10$ minutos (minimo considerado para la zona).

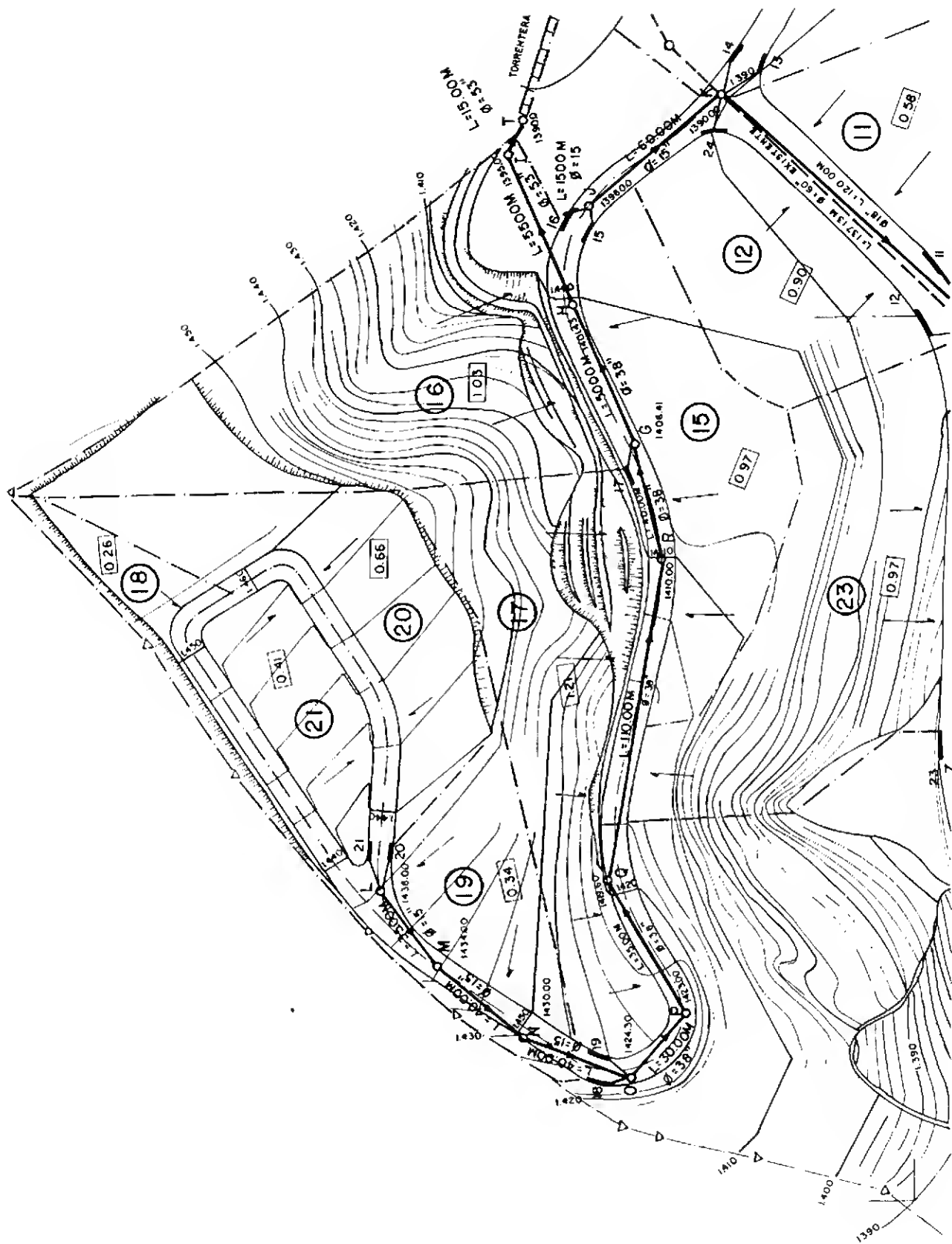


Fig. 1X-32.—Esgurrimiento en la cuneta.

CUADRO IX-7

PROYECTO:			ING. SIMON AROCHA RAVELO C.I.V. 2.255			
DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C)						
Punto	Area de drenaje	Tipo	Extensión		Coeficiente de impermeabilidad	
			Ha	% Total	Parcial	Total
1		Calles	0,3	1,0	0,80	0,80
			0,3			0,80
2		Unifamiliar	0,4	0,3	0,40	0,12
		Zona verde	0,7	0,5	0,30	0,15
		Calles	0,3	0,2	0,80	0,16
		1,4			0,43	
3	II	Zona verde	1,3	1,0	0,30	0,30
		1,3			0,30	
4		Calles	0,06	0,04	0,80	0,03
		Zona verde	1,54	0,96	0,30	0,29
		1,60			0,32	
5		Social	0,15	0,11	0,20	0,02
		Calles	0,06	0,05	0,80	0,04
		Zona verde	1,14	0,84	0,30	0,25
		1,35			0,31	
6		Calles	0,13	0,52	0,80	0,42
		Zona verde	0,12	0,48	0,30	0,14
		0,25			0,56	
7	III	Multifamiliar	0,57	0,71	0,60	0,43
		Calles	0,23	0,29	0,80	0,23
		0,80			0,66	
8	IV	Multifamiliar	0,58	0,80	0,60	0,48
		Calles	0,13	0,20	0,80	0,16
		0,71			0,64	
9		Comercial	0,10	0,13	0,70	0,09
		Calles	0,09	0,11	0,80	0,09
		Zona verde	0,60	0,76	0,30	0,23
		0,79			0,41	
10		Multifamiliar	0,35	0,80	0,60	0,48
		Calles	0,09	0,20	0,80	0,16
		0,44			0,64	
		Multifamiliar	0,50	0,86	0,60	0,52

PROYECTO:			ING. SIMON AROCHA RAVELO C.I.V. 2.255			
DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C)						
Punto	Area de drenaje	Tipo	Extensión		Coeficiente de impermeabilidad	
			Ha	% Total	Parcial	Total
11	Calles		0,08	0,14	0,80	0,11
			0,58		0,63	
12	Multifamiliar		0,82	0,91	0,60	0,55
		Calles	0,08	0,09	0,80	0,07
		0,90		0,62		
	Multifamiliar		0,40	0,83	0,60	0,50
Calles		0,08	0,17	0,80	0,13	
13		0,48		0,63		
	14	Unifamiliar	0,54	0,71	0,40	0,28
Deportiva		0,14	0,18	0,20	0,04	
Calles		0,08	0,11	0,80	0,09	
		0,76		0,41		
15	Unifamiliar	0,50	0,51	0,40	0,20	
	Multifamiliar	0,29	0,30	0,60	0,18	
	Calles	0,18	0,19	0,30	0,06	
		0,97		0,44		
16	Multifamiliar	0,70	0,68	0,50	0,34	
	Calles	0,13	0,13	0,10	0,10	
	Zona verde	0,20	0,19	0,30	0,06	
		1,03		0,50		
17	Multifamiliar	0,16	0,13	0,50	0,07	
	Calles	0,05	0,04	0,80	0,03	
	Zona verde	1,00	0,83	0,30	0,25	
		1,21		0,35		
18	Multifamiliar	0,14	0,54	0,50	0,27	
	Calles	0,12	0,46	0,80	0,37	
		0,26		0,64		
	19	Multifamiliar	0,28	0,82	0,50	0,41
Calles		0,06	0,18	0,80	0,14	
		0,34		0,55		
Multifamiliar		0,58	0,88	0,50	0,44	

CUADRO IX-7 (Continuación)

PROYECTO:			ING. SIMON AROCHA RAVELO C.I.V. 2.255			
DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES DE ESCORRENTIA (C)						
Punto	Area de drenaje	Tipo	Extensión		Coeficiente de impermeabilidad	
			Ha	% Total	Parcial	Total
20	Calles		0,08	0,12	0,80	0,10
			0,66		0,54	
21	Multifamiliar		0,27	0,66	0,50	0,33
	Calles		0,14	0,34	0,80	0,27
			0,41			0,60
22	Comercial		0,32	0,25	0,70	0,18
	Deportiva		0,24	0,19	0,20	0,04
	Calles		0,10	0,08	0,80	0,06
	Zona verde		0,62	0,48	0,30	0,15
			1,28			0,43
23	Unifamiliar		0,10	0,10	0,40	0,04
	Multifamiliar		0,05	0,05	0,60	0,03
	Calles		0,09	0,10	0,80	0,07
	Zona verde		0,73	0,75	0,30	0,23
			0,97			0,37

- c) Utilizando los ábacos de la figura IX-8, se determina el ancho mojado en la calle y altura al borde de la acera, que provocarán los caudales obtenidos para cada sub-hoya, para la condición de diseño establecida.

Con el auxilio del ábaco de la figura IX-17, se calculó la longitud de ventana, el gasto captado y el gasto remanente para cada caso. Esta información se presenta en el cuadro IX-9.

- f) Con los gastos de captación se diseñaron los colectores, torrenteras y canales correspondientes, lo cual se presenta en el cuadro IX-10.

A título de ejemplo, véamos el cálculo de un sector (sector Norte) figura IX-33.

En este sector se consideran dos colectores independientes que reciben los aportes de las aguas de lluvia siguientes. El colector que comienza en la boca de visita *L* y descarga en la torrentera en el punto *T*, está constituido por los tramos *LM*, *MN*, *NO*, *OP*, *PQ*, *QR*, *RG*, *GH* y *HT* y sirve de recolección para la hoya que integran las sub-hoyas 17, 18, 19, 20 y 21 (Fig. IX-34) y el colector que comienza en la boca de visita *J* y descarga al colector principal en la boca de visita *X* constituido por los tramos *JK* y *KX*, que sirve de recolección a la hoya integrada por las sub-hoyas 11, 12, 13, 14, 15 y 16.

El sector definido por las sub-hoyas 17, 18, 19, 20 y 21, todas drenando hacia la calle que las circunda constituye una hoya. Las sub-hoyas 20 y 21, drenan hacia la calle y sus aguas son recogidas en los sumideros identificados como n.º 20 y 21 respectivamente en el plano. Igualmente la sub-hoya 18 drena hacia el sumidero 18 y la 19 al sumidero 19. Luego se puede observar que el colector de aguas de lluvia constituido por los tramos *LM*, *MN* y *NO*, sólo recibe los gastos de las sub-hoyas 20 y 21.

Tramo IM

Áreas tributarias 20 y 21

$$Q = C \times i \times A$$

$$Q = (C \times A) \times i = (0,66 \times 0,54 + 0,41 \times 0,60) \times 310 = 186,8 \text{ lt/sg.}$$

$$Q \text{ intercepto} = 170 \text{ lt/sg } Q \text{ remanente} = 16,8 \text{ lt/sg.}$$

Diámetro del colector: 25 cm (10")

Pendiente del colector: 11,43 %

Longitud del tramo: 35 m

Velocidad a sección plena: 3,6 m/sg

Capacidad: 181,8 lt/sg.

CUADRO IX-8

PROYECTO:

ING. SIMON AROCHA RAVELO
C.I.V. 2255CALCULO HIDROLOGICO DE
DRENAJES. METODO RACIONAL

Punto	t de Concentración			Lluvia		Coeficiente escorrentia (C)	Area Ha.	Gasto de diseño (lt/sg)	Observ.
	L(m)	H(m)	t(min)	t(años)	l lps/ha				
1	400	21	10	5	310	0,80	0,30	74,4	
2	475	26	10	5	310	0,43	1,40	186,6	
3	180	76	10	5	310	0,30	1,30	120,9	
4	300	50	10	5	310	0,32	1,60	158,7	
5	100	40	10	5	310	0,31	1,35	129,7	
6	235	2	10	5	310	0,56	0,25	43,4	
7	410	21	10	5	310	0,66	0,80	163,7	
8	100	3	10	5	310	0,64	0,71	140,9	
9	160	8	10	5	310	0,41	0,79	100,4	
10	160	8	10	5	310	0,64	0,44	43,4	
11	90	7	10	5	310	0,63	0,58	113,3	
12	170	21	10	5	310	0,62	0,90	173,0	
13	145	2	10	5	310	0,63	0,48	93,7	
14	145	2	10	5	310	0,41	0,76	96,6	
15	80	10	10	5	310	0,44	0,97	132,3	
16	260	34	10	5	310	0,50	1,03	159,7	
17	—	—	10	5	310	0,35	1,21	131,3	
18	290	40	10	5	310	0,64	0,26	51,6	
19	120	20	10	5	310	0,55	0,34	58,0	
20	210	20	10	5	310	0,54	0,66	110,5	
21	210	20	10	5	310	0,60	0,41	76,3	
22	160	12	10	5	310	0,43	1,28	170,6	
23	160	12	10	5	310	0,37	0,97	111,3	
23a	200	10	10	5	310	0,80	0,08	19,3	

CUADRO IX-9

PROYECTO:			ING. SIMON AROCHA RAVELO C.I.V. 2.255									
SUMIDEROS DE VENTANA												
Sumidero		Ancho de calle (m)	Gasto (lt/sg)				Calle (m)		Longitud Ventana (m)	Q Interc. (lt/sg)	Q Reman. (lt/sg)	Observ.
N.º	Tipo		Propio	Sup.	Total	S (%)	Ancho mojado	Altura al brocal				
1	Ventana	7,20	74,4	—	74,4	12,3	1,70	3,3	4,5	90,0	—	
2	Ventana	7,20	186,60	—	186,60	12,3	2,00	4,0	4,5	90,0	96,6	
3	Tragante	7,20	120,9	96,6	217,5	12,3	2,40	4,7	(*)	230,0	—	(*)
4	Ventana	7,20	158,7	—	158,7	3,5	3,15	6,2	4,5	130,0	28,7	
5	Ventana	7,20	129,7	—	129,7	3,0	3,20	6,3	4,5	130,0	—	
6	Ventana	7,20	43,4	—	43,4	3,0	2,20	4,2	2,5	50,0	—	
7	Ventana	7,20	163,7	—	163,7	3,5	3,60	7,1	4,5	125,0	38,7	
8	Rejas Calzada	7,20	140,9	—	140,9	1,3	4,00	8,0	4,5	160,0	—	
9	Ventana	7,20	100,4	28,7	129,1	3,5	3,00	5,9	4,5	125,0	—	
10	Ventana	7,20	87,3	38,7	126,0	3,5	2,80	5,7	4,5	125,0	1,0	
11	Ventana	12,00	113,3	—	113,3	5,4	2,70	5,6	4,5	115,0	—	
12	Ventana	12,0	173,3	—	173,3	5,4	3,40	6,7	4,5	115,0	58,3	
13	Ventana	7,20	93,7	—	93,7	1,5	3,30	6,6	3,6	100,0	—	
14	Ventana	7,20	96,6	—	96,6	1,5	3,35	6,6	3,6	100,0	—	
15	Ventana	7,20	132,3	—	132,3	4,0	3,30	6,4	4,5	120,0	12,3	
16	Ventana	7,20	159,7	11,3	171,0	4,0	3,40	6,7	4,5	120,0	51,0	
17	Ventana	7,20	131,3	—	131,3	4,0	3,30	6,4	4,5	120,0	11,3	
18	Ventana	7,20	51,6	—	51,6	11,7	1,70	3,5	4,5	85,0	—	
19	Ventana	7,20	58,0	25,5	83,5	11,7	1,80	3,7	4,5	85,0	—	
20	Ventana	7,20	110,5	—	110,5	9,4	2,04	4,8	4,5	85,0	25,5	
21	Ventana	7,20	76,3	—	76,3	9,4	2,10	4,2	4,5	85,0	—	
22	Ventana	12,00	170,6	—	170,6	9,8	2,80	6,3	4,5	85,0	85,6	
23	Ventana	12,00	111,3	58,3	169,6	9,8	2,80	5,3	4,5	85,0	84,6	
22 a	Ventana	12,00	19,3	85,6	104,9	0,4	4,40	8,5	3,0	110,0	—	
23 a	Reja Calzada	12,00	19,3	84,6	103,9	0,4	4,40	8,5	—	220,0	—	
24	Ventana	7,20	—	63,3	63,3	8,0	2,15	4,2	4,5	90,0	—	

(*) Sumidero cuneta 100 lt/sg + Tragante 130 lt/sg = 230 lt/sg.

CUADRO IX-10

Tramo	Áreas tributar.		Gasto		S (‰)	Long (m)	Ø (cm)	C	Vc	Vr	L.I.	Cota terr.		Cota colect.		
	Prop.	Sup.	Máx.	Capt.								Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Observ.
A-B	S-5 S-6	—	173,10	180	34,3	120	15" (38 cm)	293,4	2,6	2,83	42"	1.393,42	1.389,31	1.391,54	1.387,43	
F-B	S-1 S-2	—	261,0	180	122,9	35	10" (25 cm)	188,5	3,7	4,55	8"	1.393,61	1.389,31	1.391,86	1.387,56	
B-C	S-3, S-4 S-7, S-8	S-1, S-2 S-5, S-6	1.114,9	1.005	35	80	24" (61 cm)	1.198,4	4,1	4,92	16"	1.389,31	1.386,51	1.387,20	1.384,40	
C-D	—	S-1 al S-8	1.114,9	1.005	52,7	85	24" (61 cm)	1.470,6	5,0	5,65	15"	1.386,51	1.382,00	1.334,37	1.379,89	
D-Y	S-9 S-10	S-1 al S-8	1.302,6	1.255	74,3	40	24" (61 cm)	1.745,5	6,0	6,84	6'	1.382,00	1.379,00	1.379,86	1.376,89	
L-M	S-20 S-21	—	186,8	170	114,3	35	10" (25 cm)	181,8	3,6	—	—	1.438,00	1.434,00	1.436,25	1.432,25	
M-N	—	S-20 S-21	186,8	170	100,0	40	12" (30 cm)	276,5	3,8	—	—	1.434,00	1.430,00	1.432,20	1.428,20	
N-O	—	S-20 S-21	186,8	170	116,8	40	12" (30 cm)	298,7	4,1	—	—	1.430,00	1.425,30	1.428,17	1.423,50	
O-P	S-18 S-19	S-20 S-21	321,9	340	76,7	30	15" (38 cm)	438,9	3,8	—	—	1.425,30	1.423,00	1.423,42	1.421,12	
P-Q	—	S-18, S-19 S-20, S-21	321,9	340	63,6	53	15" (38 cm)	399,7	3,5	—	—	1.423,00	1.419,60	1.421,09	1.417,72	
Q-R	—	S-18, S-19 S-20, S-21	321,9	340	87,0	110	15" (38 cm)	467,6	4,1	—	—	1.419,6	1.410,00	1.417,69	1.408,12	
R-G	—	S-18, S-19 S-20, S-21	321,9	340	89,0	40	15" (38 cm)	472,9	4,1	—	—	1.410,00	1.406,41	1.408,09	1.404,53	
G-H	S-17	S-18, S-19 S-20, S-21	453,12	460	99,0	50	15" (38 cm)	498,8	4,4	—	—	1.406,41	1.401,43	1.404,50	1.399,55	
H-I	—	S-17, S-18 S-19-20-21	453,12	460	26,0	55	21" (53 cm)	627,0	2,8	—	—	1.401,43	1.400,00	1.399,40	1.397,97	
I-T	—	S-17, S-18 S-19-20-21	453,12	460	331,3	15	21" (53 cm)	2.238,2	10,0	—	—	1.400,00	1.395,00	1.397,94	1.392,97	H F
J-K	S-15 S-16	—	303,3	240	130,8	60	12" (30 cm)	316,2	4,3	—	—	1.398,00	1.390,15	1.396,20	1.388,35	
K-X	S-13, S-14 S-24	S-15 S-16	556,9	530	67,9	120	18" (46 cm)	671,8	4,1	—	—	1.390,15	1.382,00	1.388,19	1.380,04	
X-Y	S-11 S-12	S-13-14-15 S-16, S-24	843,50	760	78,9	38	21" (52 cm)	1.092,5	4,9	—	—	1.382,00	1.379,00	1.379,97	1.376,97	
Y-Z	—	S-1 al S-16 S-24	2.213,5	2.015	81,8	110	27" (69 cm)	2.508,4	6,8	—	—	1.379,00	1.370,00	1.376,81	1.367,81	

Apoyo c, Clase 2

Apoyo c, Clase 2

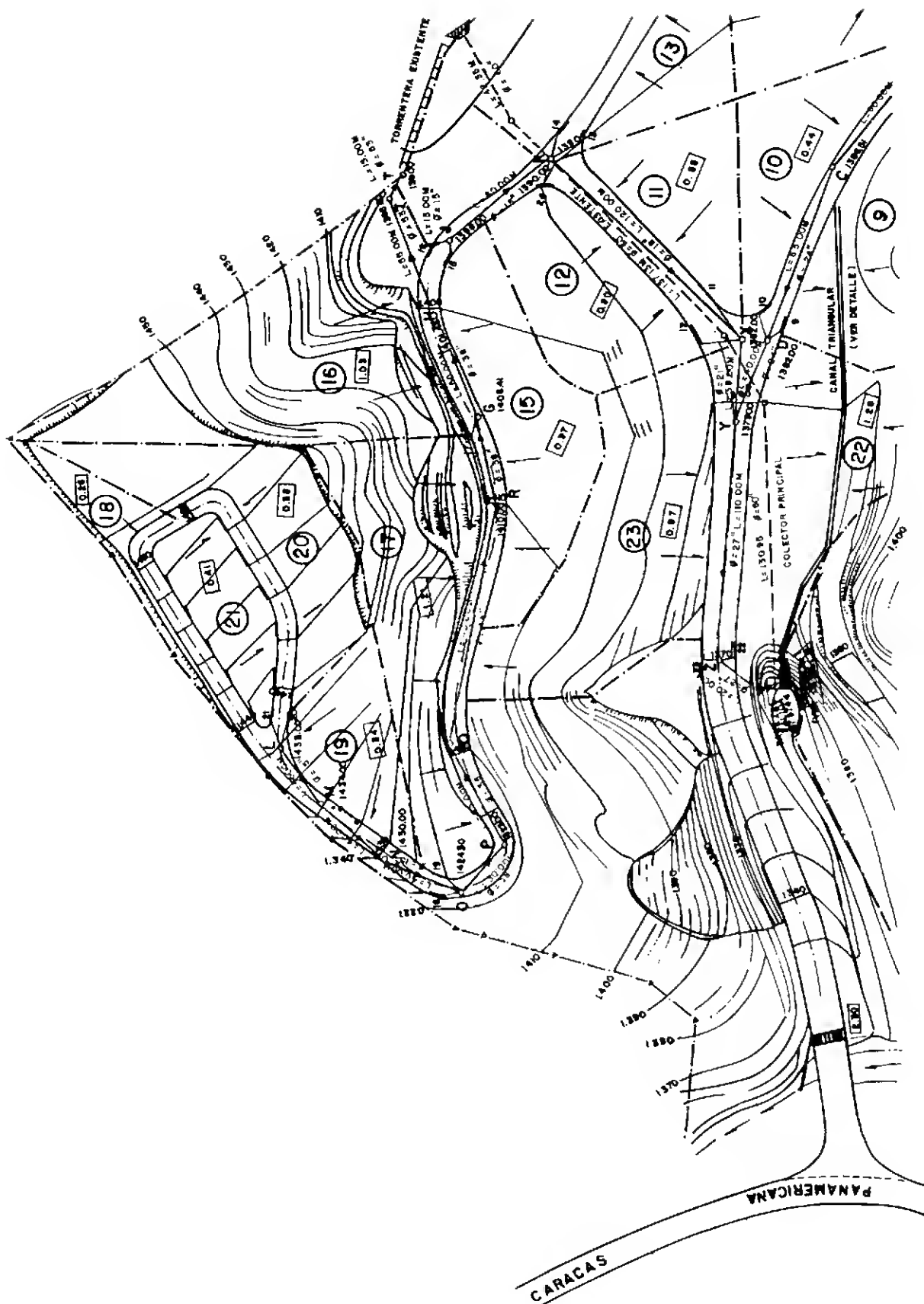


Fig. IX-33.—Colectores separados para dos hoyas de drenajes.



Fig. IX-34.—Descarga en torrentera. Sabana Libre, Edo. Trujillo, Venezuela.



Fig. IX-35.—Torrentera en talud para conducción de aguas de lluvia sin provocar erosión. Urbanización de Caracas, Venezuela.

Presentación de proyectos

Método ordenado de diseño:
— Aguas servidas. — Aguas de lluvia.
Cómputo métrico. Ejemplos.

A continuación se indica una serie de pasos que, en forma ordenada, permiten ir determinando los aspectos de mayor consideración en el diseño de un sistema separado.

A) Sistema de recolección de aguas servidas

- Definir el sitio de descarga, pudiendo éste ser una planta de tratamiento, un curso superficial previa aprobación de las autoridades sanitarias o un colector existente en la zona. En cualquier caso debe indicarse cota de terreno en el punto de descarga y cota de llegada del emisario, este último como cota máxima, cota mínima o cota obligada de la descarga.
- Hacer un esbozo del trazado de colectores sobre el plano de planta, procurando evitar colectores en contra pendiente y procurando dar servicio a todas las parcelas, por la calle de mayor facilidad para los empotramientos.
- Determinar el gasto total de la zona, mediante la aplicación de criterios y selección de normas que se correspondan con la ciudad o área en estudio. Se calculará el gasto unitario expresado en lps/Ha, para toda la zona o por sectores cuando se estime conveniente. Ejemplo:

$$Q = 458 \text{ lt/sg.} \quad A_t = 89,84 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{unit}} = \frac{458}{89,84} = 5,10 \text{ lps/Ha.}$$
- Definir ejes para dar una nomenclatura a las bocas de visita, que permitan su fácil ubicación y la denominación de los tramos.
- Definir el colector principal y los colectores secundarios.
- Determinar las áreas correspondientes a cada tramo y a cada colector.
- Determinar el gasto de diseño correspondiente a cada tramo (gasto unitario multiplicado por su área). Ejemplo:

$$\text{Tramo M1-M2} \dots\dots\dots A = 1,62 \text{ ha.}$$

$$Q = 5,10 \times 1,62 = 8,26 \text{ lt/sg}$$
- Siendo la topografía y los costos de excavación (profundidades) factores predominantes en el diseño, se trata de seleccionar la pendiente del colector similar a la del terreno. Sin embargo, es aconsejable verificar la pendiente promedio disponible, o la diferencia de elevación entre el punto de descarga y el punto más alto. Esto debe verificarse con mayor cuidado para el colector principal, el cual constituye la columna vertebral del sistema.
- Verificar similarmente la pendiente promedio de los colectores secundarios respecto al punto más alto y el punto obligado en el colector de descarga.
- Proceder al diseño, tramo por tramo, de los colectores secundarios, comenzando por el que sirve a la zona más alta. Se asume pendiente y se determina diámetro, capacidad y velocidad de escurrimiento.
- Verificar la velocidad de arrastre y la altura del tirante de agua.
- Determinar las caídas en las bocas de visita, a fin de tratar de mantener la condición de régimen permanente y uniforme.
- Determinar las profundidades mínimas en cada tramo, tomando en consideración la

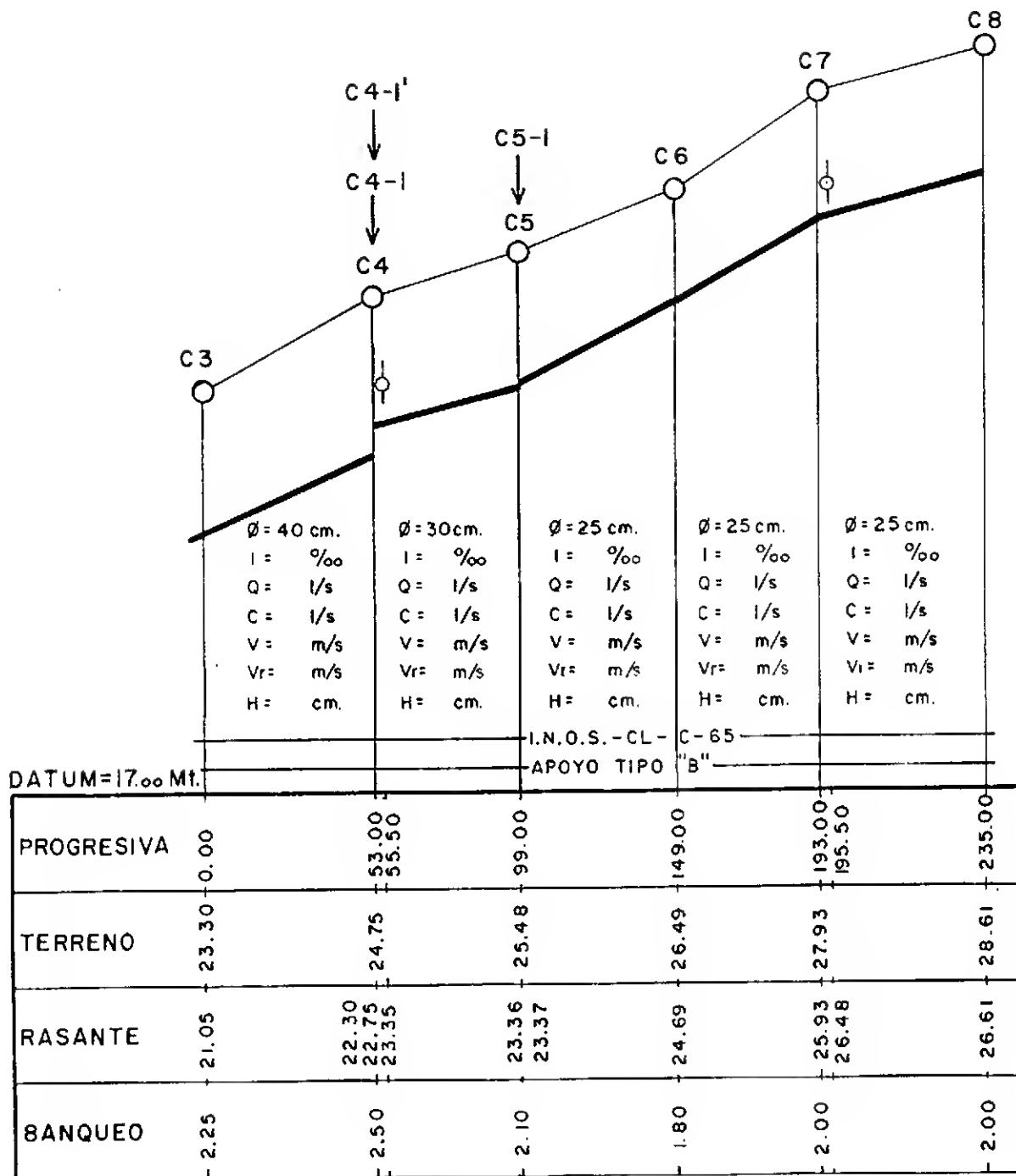


Fig. X-1.—Características a indicar en perfil de colector.

14. Verificar intersecciones con otros colectores o conductos, tales como drenajes. En caso tal habría que rediseñar, modificando la pendiente.
15. Determinar las cargas sobre los colectores y seleccionar la clase de tubería y el tipo de apoyo más conveniente para la condición de carga que corresponde.
16. Indicar los tipos de bocas de visita que se corresponden para cada caso.

17. Elaborar el cuadro conteniendo toda la información relativa a cada colector, que en forma tabulada presente los datos de todos los tramos que lo constituyen.

Un cuadro como el modelo que se presenta recopila toda la información (Cuadro V-23).

18. Elaborar los perfiles para cada colector, con las indicaciones correspondientes a cada tramo. Ejemplo, figura X-1.

B) Sistema de aguas de lluvia

1. Conocimiento del área y selección de las curvas de lluvias de la zona.
2. Selección de la frecuencia de lluvias para aplicación de la curva seleccionada al sector en estudio.
3. Preparación o esbozo del sistema de drenaje; estimado en base a las curvas de nivel el escurrimiento a través de las calles.
4. Selección de los sitios de descarga.
5. Ubicación probable de sumideros en la zona en estudio.
6. Definir ejes, para dar una nomenclatura que permita con facilidad conocer la ubicación de los sumideros y seguir el trazado de los colectores.
7. Determinar el área que drena a cada sumidero mediante el seguimiento, de las curvas de pavimento y estimar otras posibles áreas contribuyentes.
8. Determinación del coeficiente medio de impermeabilidad para cada sector o zona, marcadamente diferenciable.
9. Determinación del tiempo de concentración, comenzando con el punto más alejado.
10. Determinación de la intensidad de lluvias, en cada punto de diseño (sumidero), mediante la curva de frecuencia seleccionada para el tiempo de concentración correspondiente.
11. Cálculo del gasto de diseño, mediante la aplicación de la fórmula dada para el método racional $Q = C \cdot i \cdot A$.
12. Verificar, de acuerdo a la sección transversal de la calzada, el ancho mojado que provoca el caudal de aguas de lluvia correspondiente al punto. En caso de considerarse que ello provoca dificultades, se ubicarán otros

sumideros a distancias convenientes, en puntos más altos de la calle que eliminen los problemas confrontados y eviten daños para la frecuencia estimada.

13. Determinación del diámetro, mediante la escogencia de una pendiente que tome en consideración la topografía y la profundidad de la excavación. Deben tenerse presente las consideraciones hechas para los colectores de aguas servidas, en el sentido de evitar intersecciones, por lo cual un cuidadoso estudio debe hacerse verificando pendientes promedios disponibles.
14. Determinación del tiempo de traslado entre bocas de visita, a fin de obtener los tiempos de concentración resultantes en el nuevo punto de incorporación, que permita hacer el diseño para el caudal del siguiente tramo, tomando en cuenta los tiempos de concentración comunes para dos o más acometidas de agua a un mismo punto en forma simultánea.
15. Proceder al diseño, tramo por tramo, determinando las características hidráulicas y la estimación de la transición (escalón) en cada boca de visita, que evite remansos o saltos hidráulicos en los colectores.
16. Determinar las cargas sobre los colectores y seleccionar la clase de tubería y tipo de apoyo más conveniente.
17. Indicar los tipos de bocas de visita que se correspondan a cada caso.
18. Elaborar los cuadros conteniendo toda la información relativa a cada sumidero. Ej.: Cuadros IX-7 y IX-8.
19. Elaborar los cuadros conteniendo toda la información relativa a cada colector. Un cuadro como el que se muestra, recopila esta información. Ejemplo, cuadro IX-9.
20. Elaborar los perfiles para cada colector con las indicaciones correspondientes a cada tramo, en forma similar a como se señaló para los sistemas de aguas servidas.

Cantidades de obra. Cómputo métrico

Para la elaboración de las cantidades de obras o cómputos métricos, se ha seguido la clasificación de partidas que a tal efecto tiene el Instituto Nacional de Obras Sanitarias y las que se presentan en el cuadro que aparece en las páginas siguientes.

CUADRO X-1

HOJA TIPO PARA COMPUTO DE OBRAS

N.º	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
2	MOVIMIENTO DE TIERRA				
210	EXCAVACION				
21211	Excavación de zanjás en tierra. Entre 0 y 5 m.	m³			
	Mano				
	Máquina				
21212	Excavación de zanjás en tierra. Entre 5 m y más.	m³			
	Mano				
	Máquina				
21221	Excavación de zanjás en tierra con peñones. Entre 0 y 5 m.	m³			
	Máquina				
21222	Excavación de zanjás en tierra con peñones. Entre 5 m y más.	m³			
	Máquina				
21231	Excavación de zanjás en tierra con roca. Entre 0 y 5 m.	m³			
21232	Excavación de zanjás en tierra con roca. Entre 5 m y más.	m³			
21213	Excavación de zanjás en tierra. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
	Mano				
	Máquina				
21223	Excavación de zanjás en tierra con peñones. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
	Máquina				
21233	Excavación de zanjás en tierra con roca. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
21411	Excavación de canales en tierra. Entre 0 y 5 m.	m³			
21412	Excavación de canales en tierra. Entre 5 m y más.	m³			

242 Cloacas y Drenajes

CUADRO X-1 (Cont.)

N.º	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
21413	Excavación de canales en tierra. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
21421	Excavación de canales en tierra con peñones. Entre 0 y 5 m.	m³			
21422	Excavación de canales en tierra con peñones. Entre 5 m y más.	m³			
21423	Excavación de canales en tierra con peñones. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
21431	Excavación de canales en roca. Entre 0 y 5 m.	m³			
21432	Excavación de canales en roca. Entre 5 m y más.	m³			
21433	Excavación de canales en roca. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
21800	Excavación en túnel con material.	m³			
	S. Entibado.				
	C. Entibado				
21241	Excavación en zanja incluyendo abatimiento de la meza de agua. Entre 0 y 5 m.	m³			
21242	Excavación en zanja incluyendo abatimiento de la mesa de agua. Entre 5 m y más.	m³			
21243	Excavación en zanja incluyendo abatimiento de la mesa de agua. Entre 0 y 3,50 m.	m³			
220	RELLENO				
22111	Relleno compactado con tierra de material de la excavación, d 95%	m³			
22112	Relleno compactado con tierra de material de la excavación, d 90%	m³			

CUADRO X-1 (Cont.)

N.º	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
22121	Relleno con tierra de material de préstamo, d 95 %.	m ³			
22122	Relleno con tierra de material de préstamo, d 90 %.	m ³			
22211	Relleno con material granular de la excavación (Granzon)	m ³			
22212	Relleno con material granular de la excavación (arena)	m ³			
22213	Relleno con material granular de la excavación (piedra picada)	m ³			
22221	Relleno con material granular de préstamo (granzón)	m ³			
22222	Relleno con material granular de préstamo (arena)	m ³			
22223	Relleno con material granular de préstamo (piedra picada)	m ³			
22300	Relleno sin compactar	m ³			
230	BOTE DE TIERRA				
23100	Con arreglo	m ³			
23200	Sin arreglo	m ³			
3	COLOCACION DE TUBERIAS Y ACCESORIOS				
317	De concreto de los siguientes diámetros:				
31706	De Ø 150 mm	ml			
31708	De Ø 200 mm	ml			
31710	De Ø 250 mm	ml			
31712	De Ø 300 mm	ml			
31715	De Ø 380 mm	ml			
31718	De Ø 460 mm	ml			
31721	De Ø 530 mm	ml			
31724	De Ø 610 mm	ml			
31727	De Ø 680 mm	ml			
31730	De Ø 750 mm	ml			
31733	De Ø 840 mm	ml			
31736	De Ø 910 mm	ml			
31742	De Ø 1.050 mm	ml			
31748	De Ø 1.200 mm	ml			

CUADRO X-1 (Cont.)

N.º	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
31754	De Ø 1.350 mm	ml			
31760	De Ø 1.500 mm	ml			
31766	De Ø 1.650 mm	ml			
31772	De Ø 1.800 mm	ml			
31778	De Ø 1.950 mm	ml			
31784	De Ø 2.100 mm	ml			
31790	De Ø 2.250 mm	ml			
31796	De Ø 2.400 mm	ml			
360	Construcción de colector de concreto (incl. acero de refuerzo).				
	a) Rectangulares cerrados.	ml			
	b) Rectangulares abiertos.	ml			
37	CONEXIONES DE CLOACAS				
317	Empotramientos, incluye tanquilla, base y tapa prefabricadas				
37110	Empotramiento sencillo	Pzas.			
37120	Empotramiento doble	Pzas.			
372	Bases para B.V. Ø 1,22 (Tipo II)				
373	Bases para B.V. Ø 1,22 m (Tipo IA)	Pzas.			
374	Bases para B.V. Ø 1,22 m (Tipo Ib)	Pzas.			
374	Bases para B.V. Ø 1,22 m (Tipo IIIa)	Pzas.			
376	Bases para B.V. Ø 1,22 m h 5,00 (Tipo IIb)	Pzas.			
377	Cilindros, conos, caídas, «marcos tapas», y rejas. Incluye suministro.				
37711	Cilindros tipo «C» Ø 0,61	ml			
37712	Cilindros tipo «A» Ø 1,22	ml			
37713	Cilindros tipo «B» Ø 1,52	ml			
37721	Conos tipo «A» Ø 1,22 x 0,61	Pzas.			
37722	Conos tipo «B» Ø 1,52 x 1,22	Pzas.			

CUADRO X-1 (Cont.)

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
37731	Caidas en bocas de visitas Ø 0,20	ml			
37732	Caidas en B.V. Ø 0,25	ml			
37733	Caidas en B.V. Ø 0,30	ml			
37734	Caidas en B.V. Ø 0,38	ml			
37735	Caidas en B.V. Ø > 0,38	ml			
37741	Marcos y tapas. Tipo liviano	Pzas.			
37742	Marcos y tapas. Tipo pesado	Pzas.			
37743	Marcos y tapas. Tipo hermético	Pzas.			
37744	Marcos y tapas. Tipo rectangular (0,98 x 0,68)	Pzas.			
37751	Rejas Ø 1,50 x 0,90	Pzas.			
380	ELEMENTOS ESPECIALES DE CLOACAS Y DRENAJES				
38111	Sumidero de ventana L = 1,5 m. (Incl. canal, tanquilla, marcos y tapas)	Pzas.			
38112	Sumidero de ventana L = 3,0 m. (Incl. canal, tanquilla, marcos y tapas)	Pzas.			
38113	Sumidero de ventana L = 4,5 m. (Incl. canal, tanquilla, marcos y tapas)	Pzas.			
38120	Sumideros de rejillas en cuneta. Tipo 0,90 x 0,60	Pzas.			
38130	Sumidero de rejillas en calzadas. Tipo 1,50 x 0,90	Pzas.			
382	ENVOLTURA DE CONCRETO	ml			
38208	Para tubos Ø 200 mm	ml			
38210	Para tubos Ø 250 mm	ml			
38212	Para tubos Ø 300 mm	ml			

CUADRO X-1 (Cont.)

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
38215	Para tubos Ø 380 mm	ml			
38218	Para tubos Ø 460 mm	ml			
38221	Para tubos Ø 530 mm	ml			
38224	Para tubos Ø 610 mm	ml			
38227	Para tubos Ø 680 mm	ml			
38230	Para tubos Ø 750 mm	ml			
38233	Para tubos Ø 840 mm	ml			
38236	Para tubos Ø 910 mm	ml			
440	PAVIMIENTOS RECONSTRUCCION				
44110	En calzada de concreto c = 0,05 m Rec = 210 kg/cm ³	m ²			
44120	En calzada de concreto. c = 0,10 m Rec = 210 kg/cm ²	m ²			
44130	En calzada de concreto. c = 0,15 m Rec = 210 kg/cm ²	m ²			
44140	En calzada de concreto. c = 0,20 m Rec = 210 kg/cm	m ²			
44310	En calzada de asfalto c = 0,05 m.				
44320	En calzada de asfalto c = 0,10 m.	m ²			
44330	En calzada de asfalto c = 0,15 m.	m ²			
44340	En calzada de asfalto c = 0,20 m.	m ²			
44510	Capa de rodamiento en calzadas de asfalto, en asfalto caliente y en capas c = 0,05	m ²			
44520	Capa de rodamiento en calzadas de asfalto, en asfalto caliente y en capas c = 0,10	m ²			
44530	Capa de rodamiento en calzadas de asfalto, en asfalto caliente y en capas c = 0,15	m ²			

CUADRO X-1 (Cont.)

N°	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio total
44540	Capa de rodamiento en calzada de asfalto, en asfalto caliente y en capas e. 0,20	m ²			
690	ACERO DE REFUERZO				
69126	Cabillas redondas Ø 3/4" R=1.400 kg/cm	kg			
920	ESTABILIZACIÓN Y/O PROTECCIÓN DE TALUDES				
92111	En zanjas con entibado de madera	m ²			
92112	En zanjas con entibado de acero	m ²			
92121	En zanjas con hincos de tablas de madera	m ²			
92122	En zanjas con hincos de tablas de acero	m ²			

Ejemplo

La localidad de la figura X-2 dispone de un colector marginal del río X, el cual descarga a una planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el extremo sur-este.

Se pide:

- Atendiendo a la topografía, haga una separación de hoyas correspondientes a colectores que descarguen a este emisario.
- Determine las áreas correspondientes a cada colector.
- Determine el área correspondiente al tramo M1-M2.
- Determine el caudal de diseño de dicho tramo, si el gasto total del sistema es de 258,18 lt/sg.
- Determine el caudal de diseño del tramo final del colector secundario definido por el eje (2).

Solución

- De acuerdo a la topografía se han determinado 5 hoyas, que hemos denominado para

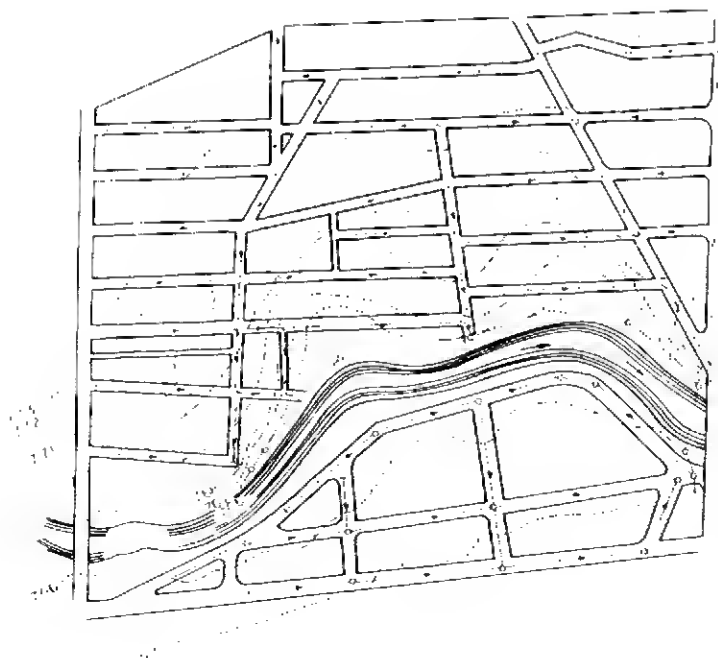


Fig. X-2.—Topografía y vialidad de zona urbana.

Ejemplo

Diseñar el tramo C3-C1, el cual debe descargar a no menos de 20 cm por sobre el nivel máximo de aguas negras en el emisario C1-D1, sabiendo que este último no trabaja a sección plena, su pendiente es de 10 por 1.000, su diámetro de 18" (46 cm) y su rasante está a la cota 76,46 en el punto C1.

Toda la tubería está colocada en zanja, sobre terreno poco estable o desmoronable y solo se desea usar apoyo clase B (MOP).

Los datos característicos de la zona urbanizada son:

1. Gasto proveniente del acueducto = 66 lt/sg, distribuidos así:
 - a) Doméstico = 25 lt/sg
 - b) Comercial = 18 lt/sg
 - c) Industrial = 23 lt/sg
2. Infiltración 20.000 lt/km/día.
3. Área de urbanización = 45 Ha.
4. Longitud de colectores = 3,5 km.
5. Coeficientes:
 - a) Coeficiente de regresión = 0,80.
 - b) Coeficiente K en función de población = 3,0.
 - c) Coeficiente de descarga máxima horaria = 2,5

Gasto de diseño

$$\begin{aligned} \text{a) } Q_1 &= Q_m \times K \times R = 25 \times 3 \times 0,80 = 60 \text{ lt/sg} \\ \text{b) } Q_2 &= Q \times R = 18 \times 0,80 = 14 \text{ lt/sg} \\ \text{c) } Q_3 &= 23 \text{ lt/sg} \\ &= 23 \text{ lt/sg} \\ &= 97,4 \text{ lt/sg} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{infiltración}} = \frac{20.000 \times 3,5}{86.400} = 0,81 \text{ lt/sg}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 2(\Sigma Q) = 2(97,4 + 0,81) = 196,42 \text{ lt/sg.}$$

$$Q_d = 196,42 \text{ lt/sg}$$

Veamos la pendiente disponible: en C₃ rasante de llegada 79,07. Habrá que determinar la transición en C₃, para conocer la rasante de salida, para lo cual es preciso conocer las características hidráulicas del colector C3-C1, e implica la determinación de pendiente en el tramo.

Veamos cuál sería la cota más baja a la cual podría llegar el colector C3-C1, en el punto C1.

La condición del problema implica que debe descargar a altura tal que esté 20 cm sobre el nivel de aguas en el emisario, luego debemos calcular previamente la altura de aguas en el emisario.

Emisario:

$$\begin{aligned} \varnothing &= 18'' (46 \text{ cm}) & C &= 260 \text{ lt/sg} \\ S &= 10 \text{ ‰} & V_c &= 1,60 \text{ m/sg} \end{aligned}$$

$$\frac{Q_R}{Q_C} = \frac{196}{260} = 0,754 \quad \frac{H}{D} = 0,63 \quad \frac{V_R}{V_C} = 1,09$$

$$H = 0,63 \times 46 = 29 \text{ cm} \quad V_R = 1,09 \times 1,60 = 1,74 \text{ m/sg}$$

Siendo la rasante del emisario 76,46 como la descarga de C3-C1 debe estar 20 cm sobre el nivel de aguas, se tiene que la cota de descarga no puede estar más baja que la cota 76,46 + 0,29 + 0,20 = 76,95.

Cota más baja de la descarga 76,95

Luego la pendiente máxima será:

$$H = 79,07 - 76,95 = 2,12 \text{ m}$$

$$L = 120 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{2,12}{110} = 0,0193$$

$$S_{\text{máx}} = 19,30 \text{ ‰}$$

Sin embargo, esto sería en el supuesto de que no hubiese necesidad de un escalón en C3; pero esto será necesario para mantener el régimen en C3, luego realmente la pendiente será menor que ésta. Además debemos de considerar que en el punto C2, existe un colector de aguas de lluvia que no podemos interferir, determinamos la cota del lomo del tubo de aguas de lluvia para evitar que la profundidad de la rasante de la cloaca C3-C1 lo interfiera.

Cota rasante tubería aguas de lluvia = 76,32

$$\varnothing \text{ del tubo} = 76 \text{ cm} + 17 = 0,93$$

$$(e = 8,5 \text{ cm})$$

$$77,25$$

luego la rasante del colector de aguas negras C3-C1, deberá estar a una cota mayor que 77,25 en el punto C2.

H_{máximo} entre C2 y C3 (sin incluir escalón en C3)

$$H = 79,07 - 77,25 = 1,82 \text{ m}$$

$$\text{luego pendiente máxima sería: } \frac{H}{L} = \frac{1,82}{110} = 0,0165.$$

$$S_{\text{máx}} \text{ para evitar interferencia} = 16,5 \text{ por } 100.$$

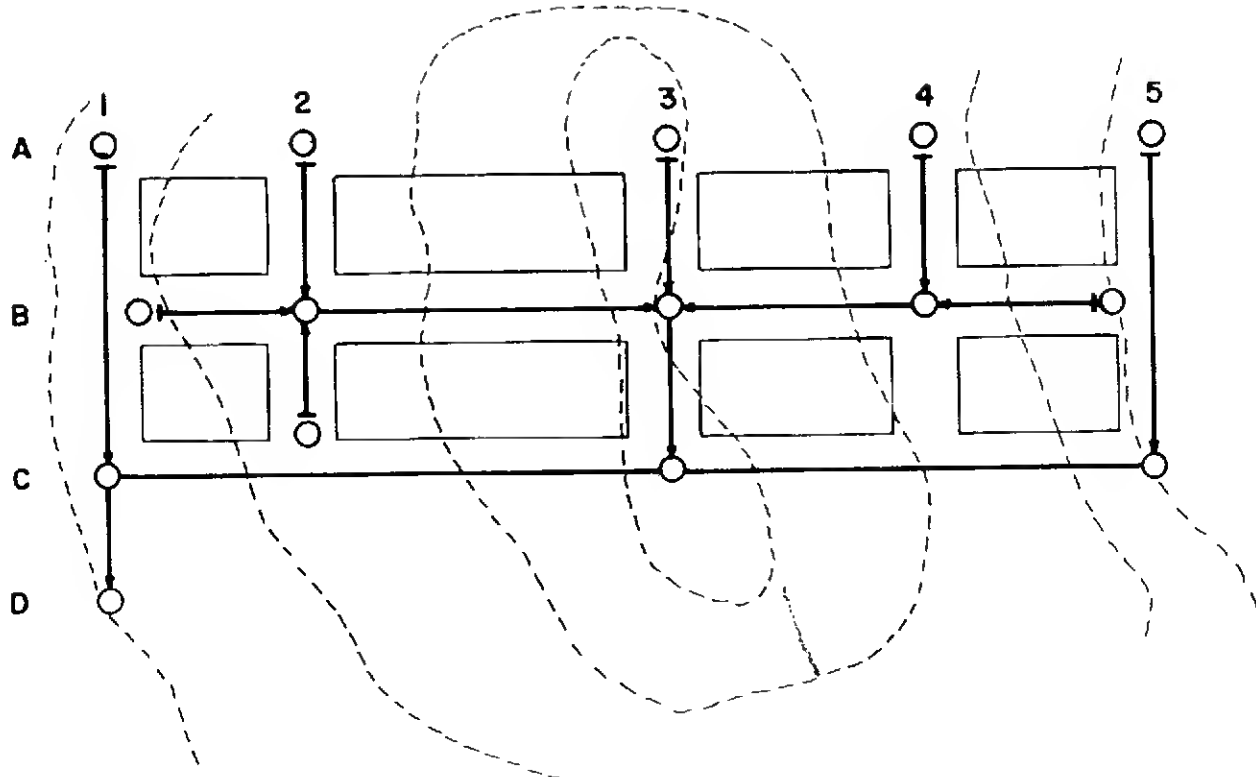
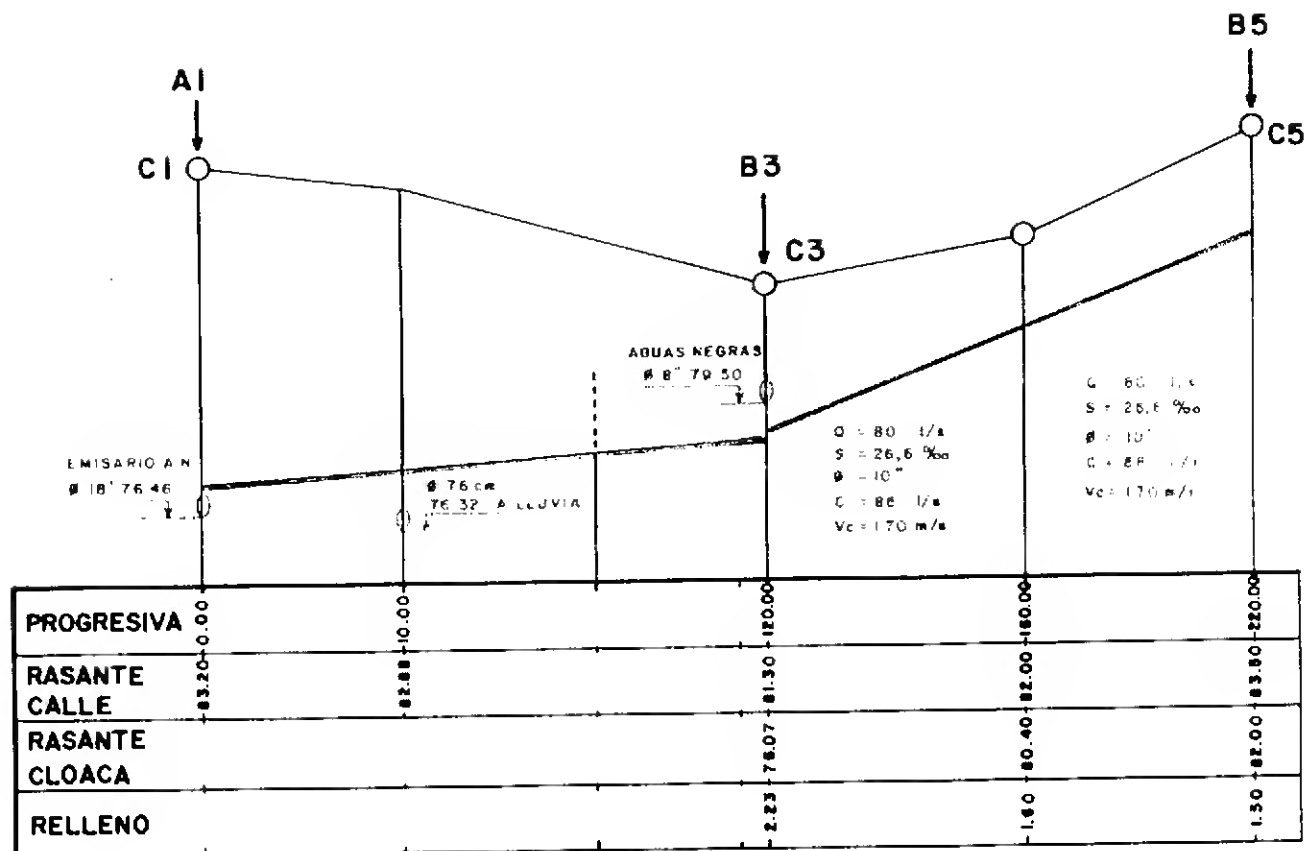


Fig. X-5.—Planta y perfil del colector C5-C3-C1.

Si consideramos que debemos dar un escalón en C3 y que la rasante en C2 debe estar algo separada del lomo del colector de aguas de lluvia, vamos al ábaco de Manning $n=0,015$ y entramos con $S=15$ por 1.000, $Q=196,42$ lt/sg encontramos $\varnothing=16''$ (40 cm) con $S=15$ por 1.000 y $Q=196,42$.

$$\varnothing=16'' \text{ (40 cm)} \quad C=240 \text{ lt/sg} \quad V_c=1,80 \text{ m/sg}$$

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{196}{240} = 0,817 \quad \frac{H}{D} = 0,67 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,15$$

$$H = 0,67 \times 40 = 27,2 \text{ cm}$$

$$V_R = 1,15 \times 1,80 = 2,07 \text{ m/sg}$$

Cálculo del escalón en C3

Debemos previamente calcular el tirante de agua del tramo C5-C3

$$\frac{Q_R}{Q_c} = \frac{80}{88} = 0,91 \quad \frac{H}{D} = 0,72 \quad \frac{V_R}{V_c} = 1,15$$

$$V_R = 1,15 \times 1,70 = 1,96 \text{ m/sg} \quad H = 0,72 \times 25 = 18 \text{ cm}$$

$$V_1 = 1,96 \text{ m/sg} \quad V_2 = 2,07 \text{ m/sg}$$

$$h_r = \left(H_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + K \Delta h$$

$$H_2 = 27,2 \text{ cm} \quad H_1 = 18 \text{ cm}$$

$$V_2 = 2,07 \text{ m/sg} \quad V_1 = 1,96 \text{ m/sg}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{(2,07)^2}{2 \times 9,81} = 0,218 \text{ m} \quad \frac{V_1^2}{2g} = \frac{(1,96)^2}{2 \times 9,81} = 0,196 \text{ m}$$

$$h_r = (0,272 + 0,218) - (0,18 + 0,196) + 0,1(0,218 - 0,196)$$

$$h_r = (0,49 - 0,38 + 0,1(0,022)) = 0,49 - 0,38 + 0,002 = 0,11 \text{ m}$$

Luego el escalón en C3, será de 0,11 m y la rasante de salida del colector C3-C1 será

$$79,07 - 0,11 = 78,96$$

Verifiquemos si la pendiente asumida es satisfactoria. Cota mínima a la cual puede descargar en el emisario - 76,95

$$H = 78,96 - 76,95 = 2,01 \text{ m}$$

$$S_{\max} = \frac{2,01}{120} = 0,0168 = 16,8 \text{ ‰} > 15 \text{ ‰}$$

luego la S asumida si satisface.

Cálculo de la rasante $0,015 \times 110 = 1,65$ m, luego la rasante en C2 será $78,96 - 1,65 = 77,31 > 77,25$.

La diferencia entre el lomo del tubo de aguas de lluvia (77,25) y la rasante de cloacas del tramo C3-C1 (77,31) en el punto C2 es de 0,06 m.

Rasante del colector en C1

$$0,015 \times 120 = 1,80 \text{ m}$$

luego rasante en C1

$$78,96 - 1,80 = 77,16$$

Trasladamos estos valores al perfil y calculamos la clase de tubería.

Para la determinación de la clase de tubería, utilizamos el ábaco de la figura VI-30, que corresponde al diámetro seleccionado $\varnothing=16''$ (40 cm), la cual se presenta en la figura X-6, con la solución correspondiente.

Por tratarse de profundidades de excavación que en ciertas partes del perfil alcanza profundidades de hasta 6,04 m, y siendo el terreno desmoronable se usará *Zanja entibada*, lo cual corresponde a la curva II en el gráfico de cargas sobre colectores.

Para esta condición de carga muerta más carga viva, ninguna de las tres clases de tubería existentes en este diámetro es capaz de soportar con apoyo tipo B, el peso que tal condición de carga le genera (aproximadamente 8,3 toneladas/ml). Pues si observamos la mejor de ellas, tubería clase 3, observamos que intercepta a la curva en consideración (caso II) en el punto M (Fig. X-6) que equivale a un relleno de 3,3 m o una carga 5,9 toneladas/ml.

De modo que si la condición del problema se mantiene, no habría solución posible con apoyo tipo B.

Busquemos otra solución, mejorando la condición de apoyo, es decir, usando apoyo clase A.

Para este caso, se observa en la gráfica X-6, que la tubería clase I con apoyo tipo A, podría utilizarse para un relleno sobre el lomo del tubo no mayor 2,85 m (punto N); la tubería clase 2 con igual tipo de apoyo soporta un relleno máximo de 4,80 m (punto P) y la tubería clase 3 con apoyo A, soportaría hasta 6,00 m de relleno.

En estas condiciones la única tubería capaz de soportar en toda su longitud la carga a que estará sometida es la correspondiente a la clase 3, con apoyo tipo A, cuyo costo sin incluir instalación es $120 \times 72,90 = 8.748,00$ Bs. Sin embargo, podría encontrarse una solución más económica, adoptando tuberías clase 1 y 2 hasta los límites de su resistencia estructural y cambiando a partir de allí por la

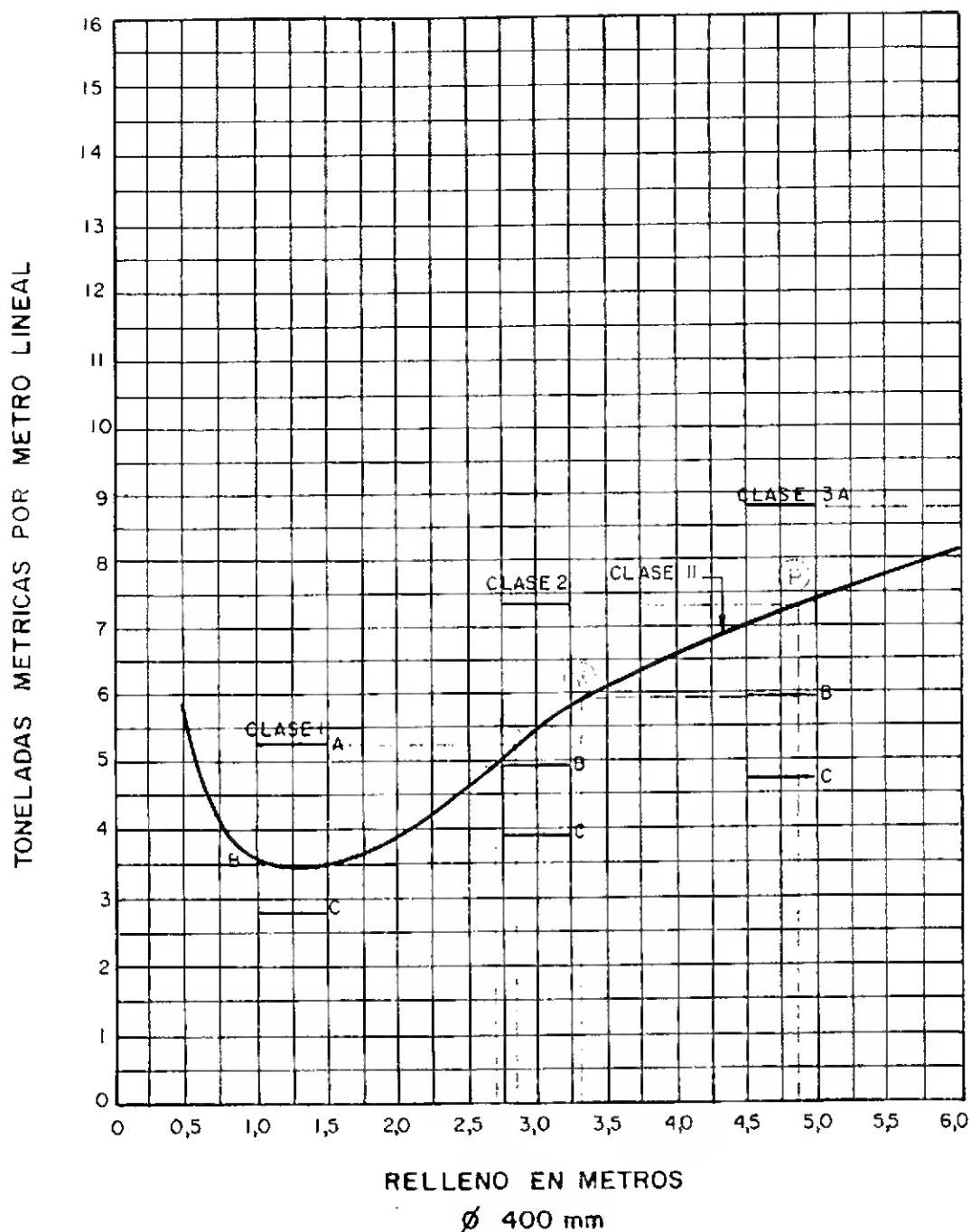


Fig. X-6.—Determinación de clases de tubería. Abaco \varnothing 400 mm.

tubería clase 3 manteniendo en toda la longitud un solo tipo de apoyo (clase A).

En efecto, determinamos la progresiva correspondiente al límite máximo de relleno para la clase 1 y clase 2 (figura X-7).

espesor tubería 4 cm.

$\phi + 2c = 0,40 + 0,08 = 0,48$ m.

Relleno mínimo = $2,34 - 0,48 = 1,86$ m.

Relleno máximo = $6,04 - 0,48 = 5,56$ m.

Relleno máximo admisible para tubería clase 1 = 2,85.

Relleno máximo admisible para tubería clase 2 = 4,80.

$$2,85 = 1,86 + (0,014 + 0,15)X$$

$$X = \frac{2,85 - 1,86}{0,029} = 34,1 \quad X = 34 \text{ m.}$$

$$4,80 = 1,86 + 0,014(X + y) + 0,015(X + y)$$

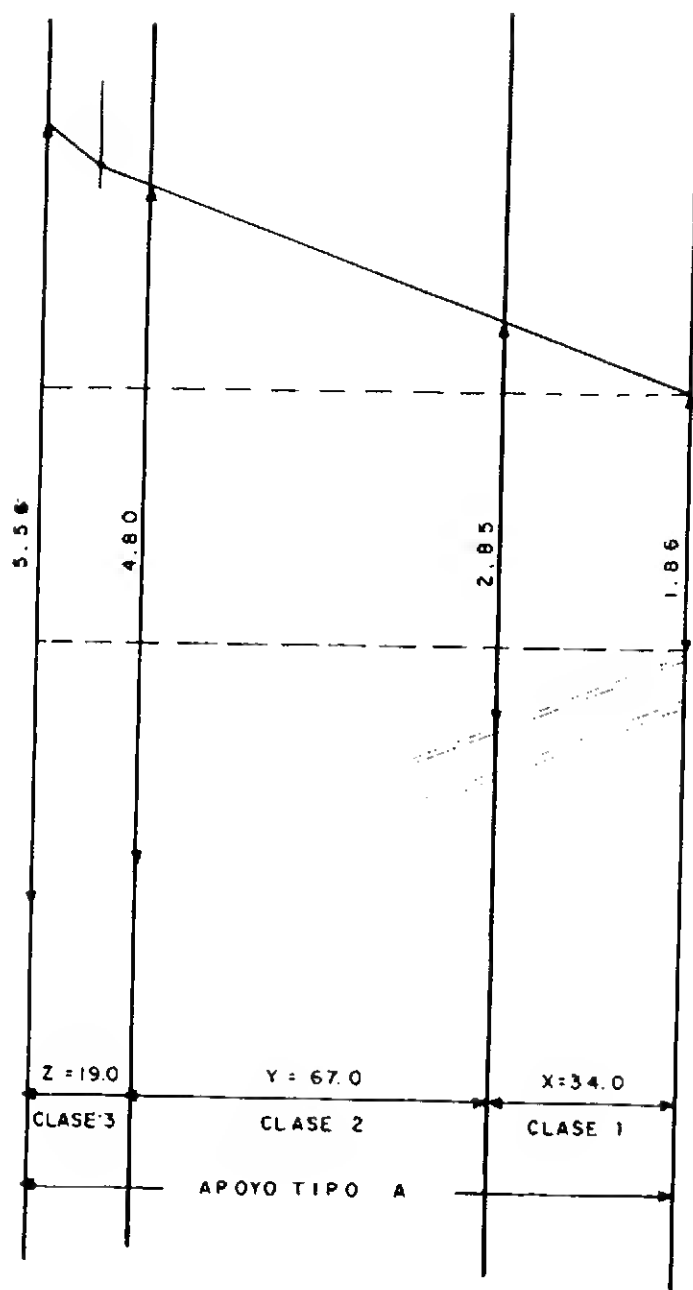


Fig. X-7.—Determinación de longitudes de las clases de tubería.

sustituyendo X por su valor

$$4,80 = 1,86 + 0,476 + 0,51 + 0,029 y$$

$$y = \frac{1,954}{0,029} = 67,4 \text{ m}$$

$$y = 67 \text{ m.}$$

$$Z = 120 - (34 + 67) = 19$$

$$Z = 19 \text{ m.}$$

Luego las longitudes de tubería correspondientes a cada clase son:

Clase	Longitud	Costo (Bs)	Apoyo
1	34 m	1.774,80	A
2	67 m	4.087,00	A
3	19 m	1.385,10	A
Total:		7.246,90	

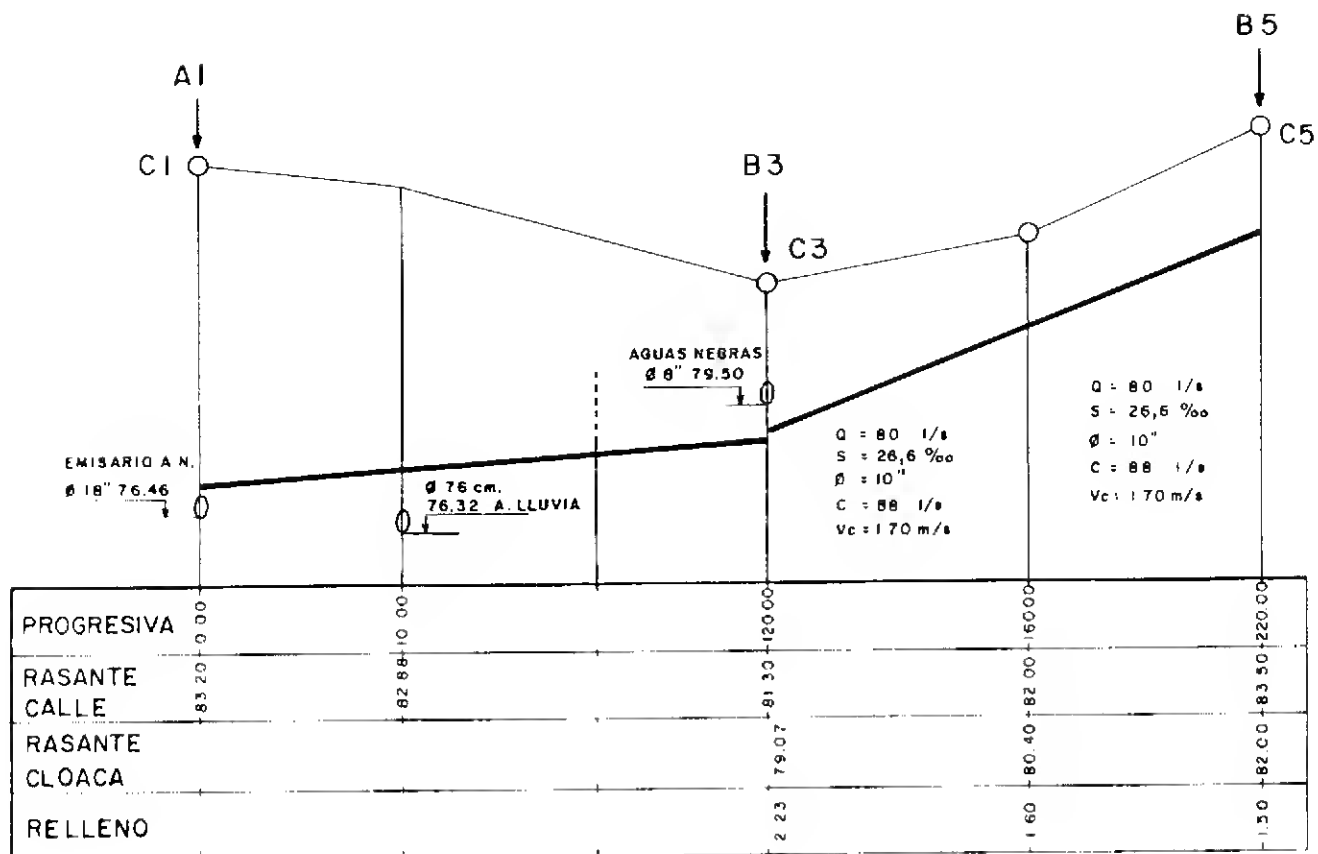


Fig. X-8. Perfil definitivo con indicación de progresiva y cotas en los cambios de clase.

lo cual representa una economía en el tramo de Bs. 1,500,00 aproximadamente.

En la figura X-8, se indican cotas y progresivas del tramo, con indicación de los cambios de tubería.

Ejemplo

Diseñar el colector principal que se muestra en la figura X-9, el cual recibe los aportes de los colectores secundarios que se indican.

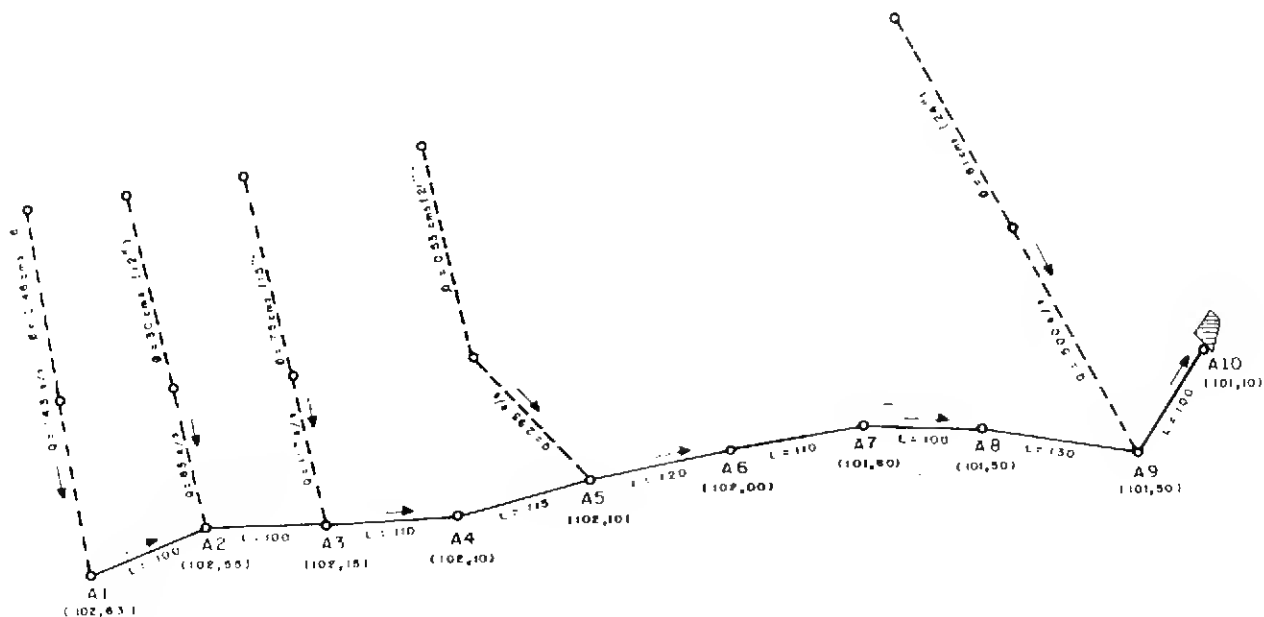


Fig. X-9.—Planta de cloacas de sector residencial.

El colector debe descargar a una estación de bombeo ubicada en A10, y está obligado a descargar a la cota 101,20 en dicha estación.

Solución

Estando definidos los gastos de cada uno de los colectores secundarios, se obtienen los gastos de diseño de cada tramo del emisario y se elige la pen-

diente del colector en función de la pendiente del terreno. Considerando la cota obligada en la descarga se visualiza la pendiente promedio del colector, a fin de seleccionar menores pendientes para cada tramo, tomando en cuenta los posibles escalones en los cambios de diámetro.

En el cuadro siguiente se presentan los cálculos correspondientes a cada tramo.

Tramo	Long.	Gasto Q lt/sg	Pend. 0/00	ϕ cm	Capac. lt/sg	V _c m/sg	Caída en RdV	Cotas				Clase de tubería y tipos de apoyo
								Terreno		Colector		
A1-A2	100	143	1,9	53	168	0,75	—	102,63	102,55	100,49	99,96	Clase 2 apoyo B
A2-A3	100	226	1,2	61	226	0,77	0,08	102,55	102,15	99,88	99,76	Clase 2 apoyo B
A3-A4	110	343	2,9	61	343	1,18	0,03	102,15	102,70	99,73	99,41	Clase 2 apoyo B
A4-A5	115	343	2,9	61	343	1,18	0,03	102,70	102,10	99,38	99,05	Clase 2 apoyo B
A5-A6	100	639	1,8	84	639	1,80	0,23	102,10	102,00	98,82	98,60	Clase 4 apoyo B
A6-A7	110	639	1,8	84	639	1,80	0,03	102,00	101,80	98,57	98,37	Clase 4 apoyo B
A7-A8	100	639	1,8	84	639	1,80	0,03	101,80	101,50	98,34	98,16	Clase 4 apoyo B
A8-A9	130	639	1,8	84	639	1,80	0,03	101,50	101,30	98,13	97,89	Clase 4 apoyo B
A9-A10	100	1.139	5,8	84	1.139	2,06	0,03	101,30	101,20	97,86	97,29	Clase 4 apoyo B

Por razones particulares, el diseño se procuró, considerando los colectores trabajando a sección plena, sin embargo, la condición general no hace aconsejable tal práctica para el caso de colectores de aguas servidas.

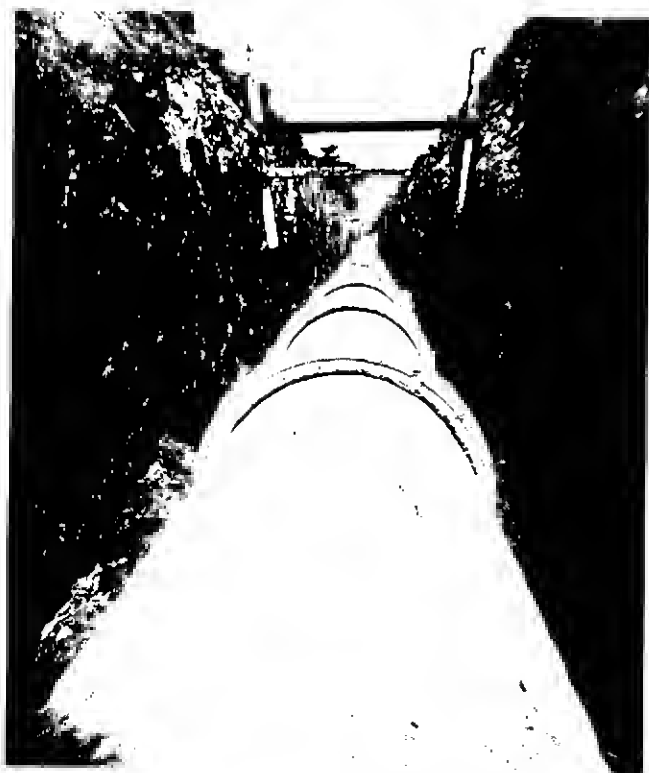


Fig. X-10. -- Tubería de concreto en zanja sin entibado. Barquisimeto, Edo. Lara, Venezuela.



Fig. X-11. -- Tubería de concreto y junta de mortero de cemento. Cloacas de Calabozo, Edo. Guárico, Venezuela.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. *Normas e Instructivos para el Proyecto de Alcantarillados*. Rep. de Venezuela. INOS. 1975.
2. RIVAS MIJARES, G. «*Investigaciones realizadas sobre la Composición de Líquidos Cloacales en Venezuela*».
3. Joint Committee of the Water Pollution Control Federation and ASCE DESIGN and Construction of Sanitary and Storm Sewers, 1970.
4. RIVAS MUARES, G. «*Tratamiento de Aguas Residuales*», 2ª edición. Ediciones Vega, 1978.
5. M. S. A. S. «*Normas Sanitarias para Proyecto, Construcción, Reparación y Reforma de Edificios*». Gaceta Oficial, n.º 752. Ext. 26-2-62.
6. M. S. A. S. *Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Reparación, Reformas y Mantenimiento de Urbanizaciones, Parcelamientos y Similares destinados a Desarrollos Residenciales, Comerciales, Industriales, Depósitos, Recreacionales, Turísticos y otros*. Caracas, 1980.
7. AROCHA R., SIMON. 1.ª reimpresión 1980. «*Abastecimiento de Agua. Teoría y Diseño*». Ediciones Vega.
8. HARMON, W. G. *Forecasting Sewage Discharge at Toledo*. Engineering News Record. 80, 1235, 1918.
9. *Water and Sewage Works. Reference Normbers* 1978. R. 158.
10. SEWETT, S. E. *Sewer Infiltration Control at Miami*. Engineers News Record. 106. 150, 1931.
11. *Clay Pipe Manual*. Clay Sewer Pipe Association Inc. Columbus. Ohio, 1957.
12. GEYER, JOHN A. y J. LENTZ. *An Evaluation of the Problem of Sanitary Sewer System Design*. Journal WPCF, vol. 38, n.º 7.
13. NOGAJ, RICHARD J., y ALEM J. HOLIENBCK. WPCF. Vol. 53, Abril 1981.
14. DECOIT, DENNIS; RONALD, TSUGITA y RALPH, PETIOFF. WPCF, vol. 53, Nov. 1981.
15. I. N. O. S. *Normas de Proyectos, Construcción, Operación y Mantenimiento de los Servicios de Cloacas*. Instituto Nacional de Obras Sanitarias. 1965.
16. M. O. P. División de Vialidad. *Manual de Drenaje*. 1967.
17. PAINTAL, A. S. «*Revise your Optimal Design Periods*». Water & Wastes Engineering. October 1978.
18. GUZMAN, ANASTASIO. *Hidráulica del Alcantarillado*. México, 1955.
19. FAIR, GORDON M.; JOHN C. GEYER y DANIEL A. OKN. «*Abastecimiento de Aguas y Remoción de Aguas Residuales*». Editorial Limusa. México, 1976.
20. MOHAN, D. M. y PKHANNA. *Modified Formula Gives Sewer Design*. W & SW - Reference Number. 1979 R-20.
21. Mc PERSON, M. B., y L. S. TUCKER M. F. HOBBS. «*Minimum Transport Velocity for Pressurized Sanitary Sewers*». ASCE, Memo, n.º 7.
22. HENDRICKS, G. F. «*Pressure Sewage System and Treatment*». The Ohio State University. (Columbus, Ohio, January 1973).

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS (Cont.)

23. FLANIGAN, J. L. y C. A. CADMIK. *Pressure Sewer System Design W& SW*. Reference Number 1979.
24. HINDE, JULIAN. «*The Hydraulic Design of Flume and Siphon Transitions*». Transactions ASCE, vol. 92, pág. 1423, 1928.
25. CAMP, T. R. «*Hidraulics of Sewer Transitions*». Boston Society of Civil Engineers, vol. 19, n.º 6. 1932.
26. MARSTON, ANSON. «*The Theory of External Loads on Closed Conduits in the light of the Latest Experiments*». Iowa, Eng. Bull n.º 96. 1930.
27. Ministerio de Obras Públicas. República de Venezuela. «*Hipótesis de Cálculo y Abacos para Tubos Enterrados*». 1966.
28. JOINT COMMITTEE of the ASCE and WPCF. *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*. 1969.
29. SMOLIK, OTAKAR. «*Analysis of Economic Sewage Lift Station Design*». W & SW Reference Number. 1977.
30. Water Pollution Control Federation. *Manual of Practice*, n.º 17.
31. KING, HORACE W. *Handbook of Hydraulics*. Mc Graw-Hill Book Co. 1954.
32. BABBIT, HAROLD E. «*Sewerage and Sewage Treatment*». Hohn Willey & Sons. 7th edit.
33. AYALA D., J. A. «*Aliviaderos Laterales*». Revista del Instituto Nacional de Obras Sanitarias, n.º 6. 1956, pág. 98.
34. Concejo Municipal. *Gaceta Municipal del D. F.* 30 septiembre 1971.
35. GUILARTE, RAMÓN J. *Hidrología Práctica para Ingenieros*. Manual de Hidrología. C. I. V.
36. AYALA D., J. A. «*Cálculo de la Longitud de Ventanas de Sumideros*». Revisita INOS. n.º 6. 1956.
37. BOLINAGA I., JUAN J. «*Drenaje Urbano*», Ediciones Vega, 1979.